



**M** 2014

# **ANÁLISE, DIMENSIONAMENTO E COMPARAÇÃO DE DIFERENTES SOLUÇÕES DE FUNDAÇÕES PARA TORRES DE GRANDE ALTURA**

**GONÇALO SANTOS FERREIRA**

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO APRESENTADA

À FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO EM

MIEC – MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL



# **ANÁLISE, DIMENSIONAMENTO E COMPARAÇÃO DE DIFERENTES SOLUÇÕES DE FUNDAÇÕES PARA TORRES DE GRANDE ALTURA**

**GONÇALO SANTOS FERREIRA**

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de  
**MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA**

---

Orientador: Professor Doutor Antnio Milton Topa Gomes

---

Coorientador: Engenheiro Hélder Costa

JUNHO DE 2014

## **MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2013/2014**

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ [miec@fe.up.pt](mailto:miec@fe.up.pt)

*Editado por*

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ [feup@fe.up.pt](mailto:feup@fe.up.pt)

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2013/2014 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2014.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Ao Chico

*Here, tradition, experience, and industrial  
competition have played a part more  
important than that of science, and partly  
for this reason foundation engineering is  
properly considered an art.*

*Ralph B. Peck*



## **AGRADECIMENTOS**

Uma dissertação não se faz sozinha. Cresce e desenvolve-se com a dedicação inerente a um projeto de conclusão, que o é. Como toda a criação, propaga-se adaptando-se e absorvendo o ambiente que a rodeia. Esse ambiente mostrou-se preenchido, coisa que não seria possível sem as pessoas que o constituíram. Por isso, o autor deseja agradecer à fundação que se mostrou mais do que um suporte secundário, contribuindo direta ou indiretamente para este trabalho.

Ao Professor António Topa Gomes, que me orientou ao longo deste trabalho, por todo o conhecimento partilhado, a disponibilidade e a amizade que tornou todo o processo menos formal.

Ao meu Coorientador, Eng.º Hélder Costa, pela colaboração, pelo apoio profissional e incentivo, por toda a disponibilização de material e informação necessários à construção do trabalho, bem como todas as sugestões construtivas que tão bem vindas foram.

Ao Eng.º José Barros, que colaborou imensamente na realização desta dissertação, disponibilizando tempo precioso do seu trabalho, pondo-me a par do tema que serviu de base para o presente estudo e integrando-me no ambiente empresarial, ainda que um (ambiente) muito específico.

Ao Professor Viana por todo o conhecimento partilhado ao longo do ano e pela disponibilidade acompanhada pelo espírito carismático e absorvente que sempre deu a conhecer.

Ao Diogo por estes cinco anos de paciência e de uma ajuda imensa, bem mais do que a perceção racional permite compreender.

À Sofia, porque vieste tarde mas fizeste com que este ano fosse pouco.

Aos meus colegas e amigos, novos e antigos, mais ou menos presentes, por me acompanharem e formarem o que sou.

À Metalgalva por ter proporcionado este trabalho e a toda a equipa pelo ambiente cativante e integração ao longo do processo.

Ao Rui e à Suzana. Nunca conseguirei retribuir o que me deram a mim.

À Mariana, que no meio de um turbilhão de preocupações e exageros sempre desempenhou o seu papel da melhor maneira. Deste um exemplo bem maior do que possas imaginar.

Ao Pedro por me mostrar mais e mais à frente.

À Helena por me mostrar que há bem mais do que o que a vista alcança, ainda que isso implique olhar para trás.





## RESUMO

Devido ao elevado crescimento tecnológico e à necessidade de expansão geográfica do setor de telecomunicações, a construção de torres, como elementos de suporte, tem vindo a aumentar exponencialmente. Paralelamente ao aumento de produção deste tipo de estruturas vem o aumento da sua altura. Temos então um fator de repetição (produção) e um fator de aumento de esforços na estrutura (altura). Torna-se imperativo encontrar a solução fundação ótima e compatível com o modelo em estudo.

Este trabalho tem então como principal objetivo o estudo e a comparação de várias soluções de dimensionamento de fundações para torres de grande altura. Nasce de uma parceria entre a FEUP e uma empresa de construções metálicas e galvanização, sediada na Trofa – Metalgalva.

O trabalho divide-se em duas componentes: a primeira consta da análise e comparação de diferentes soluções de fundações para torres de grande altura; e a segunda, efetuada paralelamente e com base na primeira, trata da elaboração de uma ferramenta de cálculo que permite dimensionar algumas das soluções analisadas.

Numa fase inicial faz-se uma introdução e explicação do trabalho que foi realizado. Fundamenta-se a razão que leva ao estudo realizado, apontam-se os objetivos previstos e demonstra-se o encadeamento do trabalho.

No segundo capítulo faz-se uma breve descrição de alguns tipos de estruturas que serviram de base para o trabalho, distinguindo torres de comunicação de torres para suporte de cabos elétricos. São apresentadas as ações principais neste tipo de elementos, a ligação dos mesmos às fundações, a galvanização e finaliza-se com alguns tipos de soluções comuns para estruturas deste tipo.

No terceiro capítulo apresentam-se os princípios gerais de dimensionamento de fundações, adaptando-os às estruturas em causa e ao *Eurocódigo 7*. São ainda apresentados – e posteriormente comparados – métodos de dimensionamento de blocos de fundação (monoblocos).

O quarto capítulo parte de uma sensibilização à utilização de prospeções geotécnicas de qualidade aquando das obras realizadas. Apresenta um quadro síntese de alguns estudos geotécnicos fornecidos à Metalgalva para eventuais projetos a elaborar e uma breve descrição de alguns ensaios *in situ*, bem como correlações, a partir desses ensaios, utilizadas em posteriores casos de estudo na presente dissertação.

No quinto capítulo analisam-se alguns casos de estudo, que comparam a utilização da tensão admissível em detrimento da definição dos parâmetros de resistência e deformabilidade do solo, através do dimensionamento de uma fundação tipo para uma torre, já projetada pela empresa mencionada.

A ferramenta de cálculo é então apresentada no sexto capítulo. Faz-se uma descrição do processo de funcionamento da ferramenta, familiarizando o futuro utilizador, apresentam-se as soluções que a mesma permite dimensionar e, através de alguns exemplos práticos, demonstra-se o processo de cálculo e efetua-se uma comparação entre as várias soluções para diferentes torres.

O trabalho é finalizado com uma conclusão dos vários tópicos abordados e com algumas sugestões de objetivos e perspetivas futuros, no âmbito dos estudos realizados ao longo do trabalho, bem como sugestões de melhoramento da ferramenta de cálculo elaborada.

**PALAVRAS-CHAVE:** torres, fundações, prospeção geotécnica, monoblocos, Eurocódigos



## ABSTRACT

Due to the high technological growth and the need for geographical expansion, construction of communication towers, as elements of support, has been increasing exponentially. The height of these structures increases parallel to the increase of production. We have then a repetition factor (production) and a factor of increased efforts on structure (height). It becomes imperative to find the best foundation solution and compatible with the model under study.

This work has, as main objective, the study and comparison of multiple solutions of foundations for towers of great height. It is born of a partnership between FEUP and a company of metalware and galvanization, based in Trofa – Metalgalva.

The work is divided into two components: the first is the analysis and comparison of different solutions of foundations for towers of great height; the second, carried out in parallel with and on the basis of the first, it is the development of a calculation tool that allows some of the size analyzed solutions.

At an early stage it's introduced and explained the work that has been carried out. It is explained the reason that leads to the study, pointed out the goals foreseen and demonstrated the chain of work.

In the second chapter it's presented a brief description of some types of structures that were the basis for the work, distinguishing communication towers and power line support towers. It presents the main actions applied on this type of structures, the elements that connect the structure to the foundation, galvanization and ends with some types of common solutions for towers.

The third chapter presents the general principles of dimensioning foundations, adapting them to the structures concerned and to the Eurocode 7. Sizing methods of block foundation (monoblocs) are presented – and subsequently compared.

The fourth chapter is part of awareness on the use of quality geotechnical prospecting during the prospecting works. Presents a synthesis of some geotechnical studies provided to Metalgalva, for possible projects to be drawn up, and a brief description of some tests *in situ*, as well as correlations from these tests, used in subsequent case studies in this dissertation.

The fifth chapter demonstrates some case studies, comparing the use of permissible stress of the soil at the expense of a geotechnical study, through the design of a foundation type for a tower, designed by the mentioned company.

The calculation tool is then presented in the sixth chapter. A description of the process of functioning of the tool – explanation for the future user – is presented, as well as the solutions that the tool allows to size, and, through some practical examples, it demonstrates the process of calculation and performs a comparison between the various solutions for different towers.

The work ends with a conclusion of the various topics covered and with some hints of future goals and perspectives within the framework of studies conducted throughout the work, as well as suggestions for improving the elaborated calculation tool.

**KEYWORDS:** towers, foundations, geotechnical prospection, monoblocs, Eurocodes



## **ÍNDICE GERAL**

<b>AGRADECIMENTOS</b> .....	I
<b>RESUMO</b> .....	III
<b>ABSTRACT</b> .....	V
 <b>1. INTRODUÇÃO E OBJETIVOS</b> .....	 1
1.1. INTRODUÇÃO .....	1
1.2. OBJETIVOS .....	2
1.3. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO .....	2
 <b>2. TORRES E POSTES DE GRANDE ALTURA</b> .....	 5
2.1. NOTA INTRODUTÓRIA .....	5
2.2. AÇÕES .....	7
2.2.1. VENTO .....	9
2.2.2. GELO .....	9
2.2.3. TEMPERATURA .....	10
2.3. LIGAÇÃO DA TORRE À FUNDAÇÃO .....	10
2.4. GALVANIZAÇÃO .....	11
2.5. SOLUÇÕES DE FUNDAÇÕES .....	12
2.5.1. FUNDAÇÕES PARA RESISTIR AO ARRANQUE .....	12
2.5.2. FUNDAÇÕES PARA RESISTIR AO MOMENTO DE DERRUBE .....	13
2.5.3. FUNDAÇÕES PARA RESISTIR ÀS CARGAS VERTICAIS DE COMPRESSÃO .....	14
2.5.4. FUNDAÇÕES METÁLICAS .....	15
 <b>3. PRINCÍPIOS GERAIS DE DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES</b> .....	 17
3.1. NOTAS INTRODUTÓRIAS .....	17
3.1.1. CAPACIDADE DE CARGA .....	18
3.1.1.1. Fatores corretivos da expressão da capacidade de carga .....	19
3.1.1.2. Aplicação de um momento na fundação .....	20
3.1.2. ASSENTAMENTOS .....	21
3.1.2.1. Assentamentos imediatos .....	22
3.1.2.2. Assentamentos por rotação da fundação .....	23
3.2. EUROCÓDIGO 7 .....	24
3.2.1. ABORDAGEM DE CÁLCULO 1 .....	25
3.2.2. COEFICIENTES PARCIAIS DE CÁLCULO .....	25
3.3. VERIFICAÇÕES .....	26
3.3.1. CAPACIDADE RESISTENTE DO TERRENO AO CARREGAMENTO VERTICAL .....	27

3.3.2. CAPACIDADE RESISTENTE DO TERRENO AO DESLIZAMENTO .....	28
3.3.3. CAPACIDADE RESISTENTE DO TERRENO AO LEVANTAMENTO GLOBAL (ARRANQUE) .....	29
<b>3.4. MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO DE MONOBLOCOS</b> .....	31
3.4.1. MÉTODO DE FRÖHLICH .....	32
3.4.2. MÉTODO DE BÜRKLIN .....	34
3.4.3. MÉTODO DE SULZBERGER .....	37
3.4.4. COMPARAÇÃO DOS TRÊS MÉTODOS .....	40
3.4.5. APLICAÇÃO DO EC7 .....	42

## **4. CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA** .....

<b>4.1. INTRODUÇÃO</b> .....	47
<b>4.2. ESTUDOS GEOTÉCNICOS RECOLHIDOS PELA EMPRESA</b> .....	48
<b>4.3. ENSAIOS TÍPICOS</b> .....	50
4.3.1. ENSAIO DE PENETRAÇÃO DINÂMICA (SPT) .....	50
4.3.2. ENSAIOS COM PENETRÓMETRO DINÂMICO (DP) .....	52
4.3.3. ENSAIO COM PRESSIÓMETRO DE MÉNARD (PMT) .....	54
4.3.4. ENSAIO COM CONE-PENETRÓMETRO HOLANDÊS (CPT/CPTU) .....	55

## **5. PROBLEMAS INTRÍNSECOS AO DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES PARA TORRES** .....

<b>5.1. PARÂMETROS GEOTÉCNICOS EM DETRIMENTO DA TENSÃO ADMISSÍVEL</b> .....	59
5.1.1. CASO 1 .....	60
5.1.1.1. Descrição do caso de estudo (Caso 1) .....	60
5.1.1.2. Dimensionamento da fundação através da tensão admissível .....	61
5.1.1.3. Dimensionamento da fundação através de parâmetros geotécnicos .....	63
5.1.1.4. Comparação de resultados (Caso 1) .....	64
5.1.2. CASO 2 .....	66
5.1.2.1. Descrição do caso de estudo (Caso 2) .....	66
5.1.2.2. Dimensionamento da fundação pelo <i>Método de Montoya</i> (Caso 2) .....	67
5.1.2.3. Dimensionamento através dos parâmetros obtidos pelo estudo geotécnico (Lille) .....	71
5.1.2.4. Comparação de resultados (Caso 2) .....	72
5.1.3. CASO 3 .....	73
5.1.3.1. Descrição do caso de estudo (Caso 3) .....	73
5.1.3.2. Dimensionamento da fundação pelo <i>Método de Montoya</i> (Caso 3) .....	73
5.1.3.3. Dimensionamento através dos parâmetros obtidos pelo estudo geotécnico (Rennes) .....	75
5.1.3.4. Comparação de resultados (Caso 3) .....	76
<b>5.2. ASSENTAMENTOS DIFERENCIAIS</b> .....	76
5.2.1. CASO DE ESTUDO 1 .....	76
5.2.1.1. Dimensionamento da fundação (Caso 1) .....	77
5.2.1.2. Aplicação de um assentamento diferencial (Caso 1) .....	81

5.2.2. CASO DE ESTUDO 2 .....	83
5.2.2.1. Dimensionamento da fundação (Caso 2).....	83
5.2.2.2. Aplicação de um assentamento diferencial (Caso 2).....	85
5.2.3. CASO DE ESTUDO 3 .....	87
5.2.3.1. Dimensionamento da fundação (Caso 3).....	87
5.2.3.2. Aplicação de um assentamento diferencial (Caso 3).....	89
5.2.4. CONCLUSÃO .....	91
<b>6. FERRAMENTA DE CÁLCULO .....</b>	<b>93</b>
<b>6.1. DESCRIÇÃO DA FERRAMENTA .....</b>	<b>93</b>
6.1.1. INTRODUÇÃO DE DADOS ( <i>INPUT</i> ) .....	95
6.1.2. ABAS DE CÁLCULO .....	101
6.1.2.1. Fundações de betão.....	101
6.1.2.2. Fundações em grelha metálica .....	107
6.1.2.3. Comparação económica .....	111
6.1.3. SAÍDA DE DADOS ( <i>OUTPUT</i> ) .....	112
<b>6.2. CASOS DE ESTUDO .....</b>	<b>113</b>
6.2.1. CASO 1 .....	114
6.2.2. CASO 2 .....	121
6.2.3. CASO 3 .....	126
6.2.4. CASO 4 .....	130
6.2.5. CONCLUSÃO .....	135
<b>7. CONCLUSÃO .....</b>	<b>137</b>
<b>7.1. CONCLUSÕES PRINCIPAIS .....</b>	<b>137</b>
<b>7.2. PERSPETIVAS FUTUROS .....</b>	<b>140</b>
<b>BIBLIOGRAFIA .....</b>	<b>143</b>
<b>ANEXO I MEMÓRIA DESCRITIVA E DESENHOS DA TORRE PA21H.....</b>	<b>147</b>
<b>ANEXO II ESTUDO GEOTÉCNICO EM RENNES.....</b>	<b>161</b>
<b>ANEXO III ABAS DE <i>OUTPUT</i> DA FERRAMENTA DE CÁLCULO .....</b>	<b>173</b>





## ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2.1 – Torres reticuladas de suporte de cabos elétricos, Lagoaça, Aldeia D’Avilla (imagem cedida pela Metalgalva) .....	5
Fig. 2.2 – Exemplos de torres articuladas: à esquerda, torre com três pernas; no meio, torre com quatro pernas e mastro tubular para suporte de equipamentos de iluminação; à direita, torre <i>Árvore</i> para equipamentos de telecomunicação (Imagens fornecidos pela Metalgalva) .....	7
Fig. 2.3 – Exemplo de aplicação de forças numa torre de suporte de cabos elétricos e na respetiva fundação (DiGioia Jr., 2007) .....	8
Fig. 2.4 – Direções críticas do vento: a) Vento normal à face; b) Vento paralelo à face; c) Vento na diagonal e d) Vento paralelo à face (Smith, 2007) .....	9
Fig. 2.5 – Elementos de ligação da estrutura à fundação: a) Embebimento da torre e b) Chumbadouros .....	11
Fig. 2.6 – Galvanização de elementos metálicos ( <a href="http://www.galvaza.pt/pt/galvanizacao/">http://www.galvaza.pt/pt/galvanizacao/</a> ) .....	12
Fig. 2.7 – Soluções de fundações: a) Com patamares e b) Com aumento cónico da base .....	13
Fig. 2.8 – Soluções de fundações: a) Estacas e b) Bloco de fundação.....	14
Fig. 2.9 – Bloco de fundação com alargamento da base.....	14
Fig. 2.10 – Solução por grelha metálica – duas pernas ligadas ao mesmo elemento de fundação (imagem cedida pela Metalgalva) .....	15
Fig. 3.1 – Representação das cunhas de rotura mobilizadas por carregamento vertical.....	18
Fig. 3.2 – Área efetiva de aplicação de carga por uma ação excêntrica .....	20
Fig. 3.3 – Evolução dos assentamentos ao longo do tempo, adaptado de Matos Fernandes (2011) .	22
Fig. 3.4 – Assentamento extremo devido à rotação da fundação.....	23
Fig. 3.5 – Critérios para determinar a profundidade de encastramento $D_e$ .....	27
Fig. 3.6 – Mobilização de esforços por deslizamento da fundação .....	28
Fig. 3.7 – Geometria e respetivas cargas por arranque da fundação: a) Considerando uma cunha de rotura e b) Considerando a mobilização do atrito lateral do solo.....	29
Fig. 3.8 – Tensões do terreno devido à rotação do monobloco.....	32
Fig. 3.9 – Evolução da tensão no terreno, em profundidade (Viana da Fonseca & Barros, 2000) .....	32
Fig. 3.10 – Ponto de rotação do monobloco pelo <i>método de Bürklin</i> .....	34
Fig. 3.11 – a) Ângulo de inclinação da torre e b) Evolução de $C_t$ em profundidade.....	37
Fig. 3.12 – Gráfico respetivo ao bloco circular: a) Gráfico original (Sulzberger, 1945) e b) Aproximação logarítmica da função (Antunes, 2008) .....	39
Fig. 3.13 – Geometria do exemplo da comparação dos métodos de dimensionamento de monoblocos .....	40
Fig. 3.14 – Determinação dos parâmetros $K$ e $n$ para ensaios de compressão (Topa Gomes, 1998)	43

Fig. 3.15 – Evolução do módulo de deformabilidade em profundidade: à esquerda até 4 m e à direita até 20 m .....	44
Fig. 4.1 – Relação entre o ângulo de atrito interno de areias e o valor normalizado do SPT (Hatanaka & Uchida, 1996) .....	51
Fig. 4.2 – Relação entre $N_{SPT}$ e $N_{DPSH}$ : a) Valores de solos residuais de Granito do Porto (Viana da Fonseca, 1996) e b) Túnel do Largo do Carregal (Topa Gomes, 1998) .....	53
Fig. 4.3 – Ábaco de classificação baseado nos parâmetros normalizados do ensaio CPT (Robertson, 1990) .....	56
Fig. 5.1 – Esquema da solução final da fundação da torre PA21H (imagem cedida pela Metalogalva) .....	60
Fig. 5.2 – Tensão aplicada ao solo devido à carga imposta à fundação: a) pequenas excentricidades ( $e < A/6$ ) e b) grandes excentricidades ( $e \geq A/6$ ) .....	61
Fig. 5.3 – Relação da quantidade betão entre as duas soluções para um dado momento .....	64
Fig. 5.4 – Relação entre a carga vertical proveniente da torre com a carga total .....	65
Fig. 5.5 – Esquema de equilíbrio para o <i>Método de Montoya</i> .....	69
Fig. 5.6 – Modelação estrutural da torre PA02D em <i>Robot</i> .....	77
Fig. 5.7 – Barras mais solicitadas sem assentamento imposto – famílias 18 e 12 (Caso 1) .....	78
Fig. 5.8 – Exemplo representativo da solução de fundação de uma sapata em escada .....	80
Fig. 5.9 – Assentamento imposto numa das pernas da torre ( <i>Robot</i> ) .....	81
Fig. 5.10 – Barras mais solicitadas com assentamento imposto – famílias 21 e 35 (Caso 1) .....	82
Fig. 5.11 – Modelação estrutural em <i>Robot</i> da torre de telecomunicação com 60 m .....	83
Fig. 5.12 – Barras mais solicitadas sem assentamento imposto – família 11 (Caso 2) .....	84
Fig. 5.13 – Barras mais solicitadas com assentamento imposto – família 12 (Caso 2) .....	86
Fig. 5.14 – Modelação estrutural em <i>Robot</i> da torre de telecomunicação com 40 m .....	87
Fig. 5.15 – Barras mais solicitadas sem assentamento imposto – família 7 (Caso 3) .....	88
Fig. 5.16 – Barras mais solicitadas com assentamento imposto – famílias 28 e 29 (Caso 3) .....	91
Fig. 6.1 – Tabelas com características dos materiais do separador TabBetão&Aço (1) .....	95
Fig. 6.2 – Tabelas com características dos materiais do separador TabBetão&Aço (2) .....	96
Fig. 6.3 – Vista geral do separador IntDados .....	97
Fig. 6.4 – Tabelas de introdução de dados do separador IntDados .....	98
Fig. 6.5 – Parâmetros resistentes médios para alguns tipos de solo .....	100
Fig. 6.6 – Botão “Introduzir parâmetros do terreno”: a) <i>Layout</i> do botão; b) menu onde se escolhe o tipo de introdução; c) menu de introdução manual dos dados e d) menu de introdução por tipo de solo .....	100
Fig. 6.7 – Botões de limpeza do separador .....	101

Fig. 6.8 – Desenho representativo das soluções de fundação da ferramenta: a) sapata comum; b) sapata por perna; c) Sapata enterrada e d) Monobloco .....	102
Fig. 6.9 – Parâmetros de dimensionamento das fundações.....	103
Fig. 6.10 – <i>Layout</i> da introdução de dados, cálculo e respectivas verificações para a sapata por perna de torre .....	104
Fig. 6.11 – <i>Layout</i> da introdução de dados, cálculo e respectivas verificações para a solução de monobloco .....	105
Fig. 6.12 – Botões de cálculo automático (separador FundBetão).....	106
Fig. 6.13 – Tipos de aço para as vigas principais e secundárias do elemento de fundação .....	107
Fig. 6.14 – Representação parametrizada da solução de grelha metálica.....	107
Fig. 6.15 – Definição das vigas principais e secundárias da grelha metálica.....	108
Fig. 6.16 – Geometria da solução de grelha metálica .....	109
Fig. 6.17 – Verificações da segurança para grelha metálica .....	110
Fig. 6.18 – Tabela para comparação económica entre as várias soluções de fundação (exemplo) ..	111
Fig. 6.19 – Separador de <i>output</i> com resultados da solução de sapata por perna .....	112
Fig. 6.20 – Separador de <i>output</i> com resultados da solução de grelha metálica .....	112
Fig. 6.21 – Parâmetros de resistência e deformabilidade médios de uma areia solta .....	113
Fig. 6.22 – Parâmetros de resistência e deformabilidade médios de uma argila média .....	113
Fig. 6.23 – Modelação estrutural da torre PA04D em <i>Robot</i> .....	114
Fig. 6.24 – Características geométricas da torre PA04D.....	115
Fig. 6.25 – Esforços basais da torre PA04D com 25 m de altura .....	115
Fig. 6.26 – Tabela de comparação de todas as soluções para uma areia solta – apenas material (Caso 1).....	117
Fig. 6.27 – Tabela de comparação de todas as soluções para uma argila média – apenas material (Caso 1).....	118
Fig. 6.28 – Tabela de comparação de todas as soluções para uma areia solta – todos os custos (Caso 1) .....	119
Fig. 6.29 – Tabela de comparação de todas as soluções para uma argila média – todos os custos (Caso 1).....	120
Fig. 6.30 – Características geométricas da torre quadrangular com 40 m de altura.....	121
Fig. 6.31 – Esforços basais da torre quadrangular com 40 m de altura .....	121
Fig. 6.32 – Tabela de comparação de todas as soluções para uma areia solta – apenas material (Caso 2).....	123
Fig. 6.33 – Tabela de comparação de todas as soluções para uma argila média – apenas material (Caso 2).....	124

Fig. 6.34 – Tabela de comparação de todas as soluções para uma areia solta – todos os custos (Caso 2).....	125
Fig. 6.35 – Características geométricas da torre triangular com 60 m de altura .....	126
Fig. 6.36 – Esforços basais da torre triangular com 60 m de altura.....	126
Fig. 6.37 – Tabela de comparação de todas as soluções para uma areia solta – apenas material (Caso 3) .....	128
Fig. 6.38 – Tabela de comparação de todas as soluções para uma argila média – apenas material (Caso 3) .....	129
Fig. 6.39 – Modelação estrutural da torre TTA em <i>Robot</i> .....	130
Fig. 6.40 – Características geométricas da torre triangular com 100 m de altura .....	130
Fig. 6.41 – Esforços basais da torre TTA com 100 m de altura .....	130
Fig. 6.42 – Tabela de comparação de todas as soluções para uma areia solta – apenas material (Caso 4) .....	132
Fig. 6.43 – Tabela de comparação de todas as soluções para uma argila média – apenas material (Caso 4) .....	133
Fig. 6.44 – Tabela de comparação de todas as soluções para uma areia solta – todos os custos (Caso 4).....	134

## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 – Causa de acidentes em torres nos últimos 40 anos (Smith, 2007) .....	8
Tabela 3.1 – Valores de $I_s$ consoante o tipo de sapata (Matos Fernandes, 2011) .....	23
Tabela 3.2 – Coeficientes parciais relativos às ações (EC7, 2010) .....	25
Tabela 3.3 – Coeficientes parciais relativos aos parâmetros do solo (EC7, 2010) .....	26
Tabela 3.4 – Coeficientes parciais relativos à capacidade resistente do solo (EC7, 2010) .....	26
Tabela 3.5 – Comparação entre as duas metodologias de resistência ao arranque do solo .....	30
Tabela 3.6 – Valores de $K$ propostos por Fröhlich .....	33
Tabela 3.7 – Valores do ângulo da cunha de rotura propostos por Bürklin .....	35
Tabela 3.8 – Expressões do momento de encastramento e do momento basal consoante a forma do bloco do <i>método de Sulzberger</i> .....	38
Tabela 3.9 – Valores do ângulo da cunha de rotura e do coeficiente de compressibilidade propostos por Sulzberger .....	39
Tabela 3.10 – Dimensionamento da fundação segundo <i>método de Fröhlich</i> clássico .....	41
Tabela 3.11 – Dimensionamento da fundação segundo <i>método de Bürklin</i> clássico .....	41
Tabela 3.12 – Dimensionamento da fundação segundo <i>método de Sulzberger</i> clássico .....	41
Tabela 3.13 – Comparação dos três métodos clássicos de dimensionamento de monoblocos .....	42
Tabela 3.14 – Valores das ações e dos parâmetros resistentes do solo segundo o EC7 .....	44
Tabela 3.15 – Dimensionamento da fundação segundo <i>método de Fröhlich</i> , segundo EC7 .....	45
Tabela 3.16 – Dimensionamento da fundação segundo <i>método de Bürklin</i> , segundo o EC7 .....	45
Tabela 3.17 – Dimensionamento da fundação segundo <i>método de Sulzberger</i> , segundo o EC7 .....	45
Tabela 3.18 – Comparação dos três métodos de dimensionamento de monoblocos, segundo o EC7 .....	46
Tabela 3.19 – Comparação dos três métodos entre o modelo de cálculo clássico e o EC7 .....	46
Tabela 4.1 – Informação sobre estudos geotécnicos fornecidos à Metalgalva .....	49
Tabela 4.2 – Módulo de deformabilidade dos solos, baseado em ensaios SPT (Bowles, 1996) .....	51
Tabela 4.3 – Categorias de ensaios com pressiómetro dinâmico (Matos Fernandes, 2011) .....	52
Tabela 4.4 – Coeficiente reológico $\alpha$ para cada tipo de solo (Baud & Gambin, 2013) .....	55
Tabela 4.5 – Classificação do tipo de solo baseado nos parâmetros normalizados do CPT (Viana da Fonseca, 2013) .....	57
Tabela 4.6 – Módulo de deformabilidade dos solos, baseado em ensaios CPT (Bowles, 1996) .....	58
Tabela 5.1 – Dimensionamento da fundação pela tensão admissível .....	62
Tabela 5.2 – Cálculo do assentamento pela tensão admissível (Caso 1) .....	62
Tabela 5.3 – Dimensionamento da fundação pelo EC7 (Caso1) .....	63

Tabela 5.4 – Verificação ao deslizamento pelo EC7 (Caso 1).....	63
Tabela 5.5 – Cálculo do assentamento pelo EC7 (Caso 1) .....	63
Tabela 5.6 – Comparação do dimensionamento da fundação entre os dois métodos (Caso 1) .....	64
Tabela 5.7 – Importância da carga vertical proveniente da torre para o dimensionamento .....	65
Tabela 5.8 – Características dos estratos provenientes da prospeção geotécnica (Lille) .....	66
Tabela 5.9 – Valores do coeficiente $\alpha_1$ relativos à pressão máxima nos vértices de uma sapata retangular.....	68
Tabela 5.10 – Valores do coeficiente $\alpha_2$ relativos à pressão máxima nos vértices de uma sapata retangular.....	68
Tabela 5.11 – Valores do coeficiente $\alpha_3$ relativos à pressão máxima nos vértices de uma sapata retangular.....	69
Tabela 5.12 – Dimensionamento da fundação pelo <i>Método de Montoya</i> (Caso 2) .....	70
Tabela 5.13 – Cálculo do assentamento pela tensão admissível (Caso 2) .....	71
Tabela 5.14 – Dimensionamento da fundação pelo EC7 (Caso 2) .....	72
Tabela 5.15 – Verificação ao deslizamento pelo EC7 (Caso 2).....	72
Tabela 5.16 – Cálculo do assentamento pelo EC7 (Caso 2) .....	72
Tabela 5.17 – Comparação do dimensionamento da fundação entre os dois métodos (Caso 2) .....	72
Tabela 5.18 – Características dos estratos provenientes da prospeção geotécnica (Rennes) .....	73
Tabela 5.19 – Dimensionamento da fundação pelo <i>Método de Montoya</i> (Caso 3) .....	74
Tabela 5.20 – Cálculo do assentamento pela tensão admissível (Caso 3) .....	75
Tabela 5.21 – Dimensionamento da fundação pelo EC7 (Caso 3) .....	75
Tabela 5.22 – Verificação ao deslizamento pelo EC7 (Caso 3).....	75
Tabela 5.23 – Cálculo do assentamento pelo EC7 .....	76
Tabela 5.24 – Comparação do dimensionamento da fundação entre os dois métodos (Caso 3) .....	76
Tabela 5.25 – Esforços aplicados ao centro da fundação provenientes da superestrutura (Caso 1) ..	78
Tabela 5.26 – Máxima solicitação das barras mais solicitadas da estrutura – sem assentamento (Caso 1).....	79
Tabela 5.27 – Dimensões da sapata em escada (Caso 1) .....	80
Tabela 5.28 – Verificações de segurança da sapata comum (Caso 1) .....	80
Tabela 5.29 – Assentamentos totais devido à ação vertical (Caso 1) .....	80
Tabela 5.30 – Máxima solicitação das barras mais solicitadas – com assentamento = 1,16 cm (Caso 1).....	81
Tabela 5.31– Máxima solicitação das barras mais solicitadas da estrutura – com assentamento = 0,6 cm (Caso 1) .....	82
Tabela 5.32 – Esforços aplicados ao centro da fundação provenientes da superestrutura (Caso 2) ..	83

Tabela 5.33 – Máxima solicitação das barras mais solicitadas da estrutura – sem assentamento (Caso 2) .....	84
Tabela 5.34 – Dimensões da sapata em escada (Caso 2) .....	84
Tabela 5.35 – Verificações de segurança da sapata em escada (Caso 2) .....	85
Tabela 5.36 – Assentamentos totais devido à ação vertical (Caso 2) .....	85
Tabela 5.37 – Máxima solicitação das barras mais solicitadas – com assentamento = 1,1 cm (Caso 2) .....	85
Tabela 5.38 – Máxima solicitação das barras mais solicitadas – com assentamento = 0,6 cm (Caso 2) .....	86
Tabela 5.39 – Esforços aplicados ao centro da fundação provenientes da superestrutura (Caso 3) ..	88
Tabela 5.40 – Máxima solicitação das barras mais solicitadas da estrutura – sem assentamento (Caso 3) .....	88
Tabela 5.41 – Dimensões da sapata em escada (Caso 3) .....	89
Tabela 5.42 – Verificações de segurança da sapata em escada (Caso 3) .....	89
Tabela 5.43 – Assentamentos totais devido à ação vertical (Caso 3) .....	89
Tabela 5.44 – Máxima solicitação das barras mais solicitadas – com assentamento = 1,4 cm (Caso 3) .....	90
Tabela 5.45 – Máxima solicitação das barras mais solicitadas – com assentamento = 0,7 cm (Caso 3) .....	90
Tabela 6.1 – Descrição dos vários separadores da folha de cálculo.....	94
Tabela 6.2 – Resultados das várias soluções de Betão para uma areia solta (Caso 1) .....	115
Tabela 6.3 – Resultados da grelha metálica para uma areia solta (Caso 1) .....	115
Tabela 6.4 – Resultados das várias soluções de Betão para uma argila média (Caso 1) .....	116
Tabela 6.5 – Resultados da grelha metálica para uma argila média (Caso 1) .....	116
Tabela 6.6 – Resultados das várias soluções de Betão para uma areia solta (Caso 2) .....	121
Tabela 6.7 – Resultados da grelha metálica para uma areia solta (Caso 2) .....	121
Tabela 6.8 – Resultados das várias soluções de Betão para uma argila média (Caso 2) .....	122
Tabela 6.9 – Resultados da grelha metálica para uma argila média (Caso 2) .....	122
Tabela 6.10 – Resultados das várias soluções de Betão para uma areia solta (Caso 3) .....	126
Tabela 6.11 – Resultados da grelha metálica para uma areia solta (Caso 3) .....	127
Tabela 6.12 – Resultados das várias soluções de Betão para uma argila média (Caso 3) .....	127
Tabela 6.13 – Resultados da grelha metálica para uma argila média (Caso 3) .....	127
Tabela 6.14 – Resultados das várias soluções de Betão para uma areia solta (Caso 3) .....	131
Tabela 6.15 – Resultados da grelha metálica para uma areia solta (Caso 3) .....	131
Tabela 6.16 – Resultados das várias soluções de Betão para uma argila média (Caso 3) .....	131

Tabela 6.17 – Resultados da grelha metálica para uma argila média (Caso 3) .....	131
--	-----



## SIMBOLOGIA

$a$	largura de um monobloco
$a_0$	distância entre o extremo de uma sapata e a perna de torre correspondente
$A$	área da base de uma fundação
$A'$	área efetiva da base de uma fundação
$A_d$	ações de cálculo
$A_k$	ações características
$b$	comprimento de um monobloco
$B$	largura de uma fundação
$B'$	largura efetiva de uma fundação
$B_{\min}$	largura mínima de uma fundação
$B_{\text{pilar}}$	largura de um pilar
$B_{\text{sapata}}$	largura de uma sapata
$c$	coesão
$C_{\text{aço}}$	custo do aço (material constituinte das soluções de fundação)
$C_b$	coeficiente de compressibilidade do solo lateral na base do elemento de fundação
$C_{\text{betão}}$	custo do betão (material constituinte das soluções de fundação)
$C_d$	valor igual 0,5 da coesão (sugerido por Montoya)
$C_{\text{escavação}}$	custo da escavação (necessária para a implementação da fundação)
$C_{\text{expropriação}}$	custo da expropriação (necessária para a implementação da fundação)
$C_t$	coeficiente de compressibilidade do solo nas paredes laterais do elemento de fundação
$D$	altura enterrada de uma fundação
$D_e$	profundidade de encastramento
$D_{\text{ult}}$	valor de cálculo da carga máxima resistente ao deslizamento
$e$	excentricidade de uma carga
$E$	módulo de deformabilidade
$E_{\text{PMT}}$	módulo pressiométrico
$f_d$	valor representativo de um coeficiente de segurança
$F_h$	carga horizontal no topo e cento de uma fundação
$F_v$	carga vertical no topo e centro de uma fundação, proveniente da superestrutura
$F_T$	carga vertical total
$h$	altura de uma fundação
$h_{\text{sapata}}$	altura de um degrau de uma sapata
$H$	valor representativo de uma carga horizontal
$H_{\min}$	altura mínima de uma fundação
$H_{\text{pilar}}$	altura total de um pilar
$H_{\text{sapata}}$	altura total de uma sapata
$k$	coeficiente da capacidade resistente do terreno

$I_p$	impulso passivo
$K_a$	coeficiente de impulso ativo
$K_p$	coeficiente de impulso passivo
$K_s$	coeficiente de Winkler
$K_0$	coeficiente de impulso em repouso
$L$	comprimento de uma fundação
$L'$	comprimento efetiva de uma fundação
$M$	valor representativo de um momento fletor
$M_{act}$	momento fletor atuante
$M_{res}$	momento resistente
$M_b$	momento fletor no topo e no centro de uma fundação
$M_d$	valor de cálculo das características do terreno
$M_k$	valor característico das características do terreno
$p_a$	pressão atmosférica
$P_{aço}$	peso do aço (material constituinte das soluções de fundação)
$PP$	peso próprio do elemento de fundação
$p_l^*$	pressão limite (retirada do pressiómetro)
$q$	peso de solo acima da fundação
$\Delta q_s$	pressão aplicada à fundação
$q_{ELS}$	resistência do terreno à compressão em estado limite de serviço
$q_{ELU}$	resistência do terreno à compressão em estado limite último
$q_{ult}$	valor de cálculo da capacidade resistente do terreno à compressão
$Q_{ult}$	valor de cálculo da carga máxima resistente do terreno à compressão
$R_d$	capacidade de carga do terreno pelo pressiómetro
$s_T$	assentamento total
$s_i$	assentamento imediato
$s_{\omega}$	deslocamento por rotação da base de uma fundação
$s_c$	assentamento por consolidação primário
$s_d$	assentamento por consolidação secundário
$t$	altura de um monobloco
$T$	valor representativo do atrito entre a base da fundação e o solo
$U_{ult}$	valor de cálculo da carga máxima resistente ao arranque
$V$	valor representativo de uma carga vertical
$V_{betão}$	valor representativo do volume de betão de uma fundação
$V_{escavação}$	valor representativo do volume de escavação de uma fundação
$W$	peso do solo acima do elemento de fundação
$z$	distância entre a base de um monobloco e o centro de rotação do mesmo

$\alpha$	ângulo de inclinação de uma torre
$\beta$	ângulo da cunha de rotura do terreno
$\delta$	ângulo de atrito entre o material do elemento de fundação e o solo
$\gamma$	peso volúmico
$\gamma_A$	coeficiente parcial para ações
$\gamma_c$	coeficiente parcial para a coesão em tensões efetivas
$\gamma_{cu}$	coeficiente parcial para a resistência ao corte não drenada
$\gamma_{derrubamento}$	coeficiente parcial representativo da resistência a um momento de derrube
$\gamma_{deslizamento}$	coeficiente parcial representativo da capacidade resistente ao deslizamento
$\gamma_M$	coeficiente parcial para as características do terreno
$\gamma_{qu}$	coeficiente parcial para a resistência à compressão uniaxial
$\gamma_{R:h}$	coeficiente de segurança parcial para a capacidade resistente ao deslizamento
$\gamma_{R:v}$	coeficiente de segurança parcial para a capacidade resistente do terreno ao carregamento
$\gamma_\gamma$	coeficiente de segurança parcial para o ângulo de atrito interno em tensões efetivas
$\gamma_{\phi'}$	coeficiente de segurança parcial para o peso volúmico
$\eta$	excentricidade reduzida
$\lambda$	coeficiente representativo do coeficiente de impulso passivo de Rankine
$\mu$	coeficiente de atrito entre solo e betão
$\nu$	coeficiente de Poisson
$\sigma'$	tensão vertical efetiva
$\sigma_{adm}$	tensão admissível
$\sigma_{ref}$	tensão de referência
$\sigma_{vo}$	tensão vertical de repouso
$\tau$	resistência ao corte do terreno
$\phi$	ângulo de atrito interno (ou de resistência a corte)
$\phi'$	ângulo de atrito interno (ou de resistência a corte) em tensões efetivas
$\omega$	ângulo de rotação da base de uma fundação



# 1

## INTRODUÇÃO E OBJETIVOS

### 1.1. INTRODUÇÃO

O projeto de uma torre, genericamente, consiste numa superestrutura em aço e numa fundação reforçada. Essa fundação pode representar uma grande parte do custo total do projeto da torre, entre 20 a 40 por cento desse custo (Abeykoon *et al.*, 2012). Torna-se então evidente que é de todo vantajoso um estudo mais aprofundado de vários tipos de soluções de fundação para este tipo de estruturas. Surge assim uma parceria entre a Metalogalva – empresa de estruturas metálicas e galvanização, sediada na Trofa – e a FEUP. O trabalho consiste na análise e dimensionamento de fundações para torres de grande altura, em que o efeito das cargas aplicadas à fundação se materializa num momento de grande ordem, condicionando assim o seu dimensionamento. É feito em ambiente empresarial, com o apoio da empresa e parte da necessidade de otimizar e automatizar as soluções de fundações para torres de grande altura.

A grande envergadura deste tipo de estruturas e o seu baixo peso tornam o problema do dimensionamento de fundações mais complexo, isto porque a carga dominante nas mesmas é o vento, que resultará numa carga com uma grande excentricidade na fundação. É ainda notório o uso de metodologias de cálculo analítico para o dimensionamento destas fundações, baseadas em informações semi-empíricas, em detrimento de uma prospeção geotécnica mais detalhada do terreno onde será fundada a estrutura. Com a entrada em vigor dos *Eurocódigos* e, num futuro próximo, a possibilidade dos mesmos se tornarem uma obrigação legal, torna-se relevante adaptar esses modelos de cálculo clássicos a um processo de recolha de informação mais conciso e abrangente.

O solo é um material altamente complexo e heterógeno que requer um estudo zonal mais ou menos aprofundado, ainda que se obtenha acesso a informações de obras semelhantes, com terreno idêntico. É fulcral ultrapassar a ideia de que um ensaio geotécnico é um custo de projeto, pensando no mesmo como um investimento futuro que permitirá uma adaptação mais viável, segura e até otimizada da fundação.

O tema abordado ao longo do trabalho é então a aplicabilidade de várias soluções de fundações para estruturas específicas (torres com uma altura elevada), com um tipo de esforços dominantes (ações horizontais que se materializam num momento elevado), conciliando esta análise com a preocupação de um razoável conhecimento do terreno onde a estrutura é fundada.

## 1.2. OBJETIVOS

O estudo do dimensionamento de fundações para torres de grande altura é ainda escasso, bem como o comportamento dos elementos de fundação ao longo do tempo e consoante o tipo de cargas aplicadas. Está disponível bibliografia sobre este tipo de estruturas que sugere alguns tipos de fundações, mas todos baseados em princípios gerais de dimensionamento, principalmente no âmbito dos solos, onde os parâmetros de cálculo utilizados são definidos, maioritariamente, por valores médios. Como se sabe, o solo é um material muito heterogéneo, com características distintas consoante o tipo de terreno e a profundidade a que se trabalha. Em poucos metros, um terreno de fundação pode apresentar vários estratos de diferentes tipos de solo que apresentarão valores de resistência e deformabilidade díspares, bem como um diferente comportamento mecânico aquando da aplicação da carga. A deformabilidade do solo vem em função da sua compacidade, das cargas a que o solo teve previamente submetido, da ligação das partículas que o constituem, o que varia imensamente em profundidade e com as ações anteriores no solo (p.e. o facto de se encontrar remexido ou não).

Com a presente dissertação pretende-se analisar várias soluções de fundações para o género de estruturas referidas, compreendendo a sua aplicabilidade, vantagens e desvantagens, consoante os esforços aplicados às mesmas. Paralelamente pretende-se sensibilizar o leitor sobre a importância de uma prospeção geotécnica de qualidade, estudando o impacto que um estudo geotécnico e, por consequência, um bom conhecimento das características do solo pode ter no dimensionamento de fundações. É aplicado o dimensionamento ao *Eurocódigo 7* – norma europeia relacionada com obras geotécnicas – evitando a utilização (exagerada) de uma tensão admissível, com um carácter tão genérico.

Pretende-se ainda – agora num âmbito da automatização e otimização de projeto – criar uma ferramenta de cálculo automático, que dimensione diferentes tipos de solução e, posteriormente, compare os vários resultados e aplicabilidade dessas soluções a um dado caso de estudo.

## 1.3. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

Numa fase inicial faz-se uma introdução e explicação do trabalho que foi realizado. Fundamenta-se a razão que leva ao estudo realizado, apontam-se os objetivos previstos e demonstra-se o encadeamento do trabalho.

No segundo capítulo faz-se uma breve descrição de alguns tipos de estruturas que serviram de base para o trabalho, distinguindo torres de comunicação de torres para suporte de cabos elétricos. São apresentadas as ações principais neste tipo de elementos, a ligação dos mesmos às fundações, a galvanização e finaliza-se com alguns tipos de soluções comuns para estruturas deste tipo.

No terceiro capítulo apresentam-se os princípios gerais de dimensionamento de fundações, adaptando-os às estruturas em causa e ao *Eurocódigo 7*. São ainda apresentados – e posteriormente comparados – métodos de dimensionamento de blocos de fundação (monoblocos).

O quarto capítulo parte de uma sensibilização à utilização de prospeções geotécnicas de qualidade aquando das obras realizadas. Apresenta um quadro síntese de alguns estudos geotécnicos fornecidos à Metalogalva para eventuais projetos a elaborar, fazendo uma breve descrição de alguns ensaios *in situ*, bem como correlações, a partir desses ensaios, utilizadas em posteriores casos de estudo na presente dissertação.

No quinto capítulo demonstram-se alguns casos de estudo, que comparam a utilização da tensão admissível em detrimento de um dimensionamento baseado em Estados Limite Último e de Utilização,

através do dimensionamento de uma fundação tipo para uma torre, já projetada pela empresa mencionada.

A ferramenta de cálculo é apresentada no sexto capítulo. Faz-se uma descrição do processo de funcionamento da ferramenta, familiarizando o futuro utilizador, apresentam-se as soluções que a mesma permite dimensionar e, através de alguns exemplos práticos, demonstra-se o processo de cálculo e efetua-se uma comparação entre as várias soluções para diferentes torres.

O trabalho é finalizado com uma conclusão dos vários tópicos abordados e com algumas sugestões de objetivos e perspetivas futuros, no âmbito dos estudos realizados ao longo do trabalho, bem como sugestões de melhoramento da ferramenta de cálculo elaborada.





## 2 TORRES E POSTES DE GRANDE ALTURA

### 2.1. NOTA INTRODUTÓRIA



Fig. 2.1 – Torres reticuladas de suporte de cabos elétricos, Lagoaça, Aldeia D'Avilla (imagem cedida pela Metalgalva)

Na última década, a necessidade de estruturas altas aumentou devido à necessidade de meios de comunicação, principalmente por causa da rádio, da televisão, equipamentos de informação espacial (radares) e estruturas de suporte de cabos elétricos (Owens & Knowles, 1994). A este facto acrescenta-

se o impacto paisagístico deste tipo de estruturas e também a necessidade de se produzir estruturas leves, económicas e de fácil implementação em locais bastante diversificados, desde locais abertos desertificados, localizações urbanas ou locais de difícil mobilização como montes ou montanhas.

Já se realizam medidas de diminuição de impacto paisagístico em torres que podem diferir consoante a geometria da mesma. Uma solução é a pintura da torre, a partir de uma certa altura – é usual a utilização das cores vermelho e branco intercaladas, como se vê na Fig. 2.2, à esquerda – atenuando o choque estético de uma estrutura metálica de grande porte em céu aberto. Outra solução, mais utilizada em postes tubulares, é a camuflagem da estrutura no ambiente que a rodeia – um poste pintado e modificado parecendo-se com uma árvore [Fig. 2.2, à direita]. A preocupação a ter consoante o local de implantação advém das condicionantes do local. Se for um local urbano, é necessário garantir a segurança de pessoas e edifícios nas proximidades da torre, pois a queda de um elemento deste porte pode causar danos graves e perdas de vida significativas. Caso a torre se encontre num espaço aberto, a preocupação a ter será a incidência da ação do vento, não havendo qualquer elemento que atue como escudo.

As estruturas reticuladas oferecem um enorme leque de soluções no que toca a utilização de estruturas de apoio, desde torres de telecomunicação, apoio estrutural em edifícios industriais, postes de iluminação, postes ferroviários, apoio a equipamentos de energias renováveis, sistema de recolha de dados meteorológicos. Uma torre de comunicação é uma estrutura regularmente utilizada para suportar antenas direcionais de alta frequência (UHF), baixa frequência (Rádio VHF) e micro-ondas, matrizes de telefone, bem como várias antenas de monitorização aérea, etc. (Støttrup-Andersen, 2009). Foram uma solução que teve um grande impacto económico positivo no desenvolvimento de estruturas de comunicação, em detrimento a torres de madeira ou de betão. As torres em madeira têm a vantagem de não interferir com sinais transferidos entre antenas, no entanto é um material com uma resistência mais baixa. As torres em betão são, normalmente, mais robustas, mais pesadas, necessitam de cofragem e apresentam um tempo de construção mais longo, devido à espera necessária para que o betão atinja a resistência desejada. No seu dimensionamento deve-se garantir o serviço necessário das antenas assentes na estrutura de suporte. A altura das torres vem principalmente em função do sinal desses elementos de comunicação – de um modo geral, quanto maior a torre, maior é a área de abrangência do sinal. Com as torres de suporte de cabos elétricos advém um padrão repetitivo ao longo de um vasto percurso, o que levou à necessidade de encontrar a solução com menor peso, ou seja, menos quantidade de aço.

Devido ao seu *design* entrelaçado (em forma de rede) – normalmente com base triangular ou quadrangular [Fig. 2.2], forma essa que se pode manter em altura ou pode afunilar em direção ao topo da torre – bem como ao material utilizado, usualmente material metálico, as torres reticuladas tornam-se estruturas leves. Uma outra vantagem é a facilidade de execução das mesmas, o que as torna uma opção fiável e de corrente utilização. Apresentam bastante flexibilidade, o que lhes garante uma boa rigidez à torsão e toleram deslocamentos significativos. Normalmente ocupam uma área de implantação menor em relação a outro tipo de torres (Smith, 2007). São, no entanto, estruturas que podem atingir alturas na casa das dezenas de metros e muito expostas a fatores ambientais, dando-se principal ênfase ao efeito adverso do vento e do gelo.

Temos também postes tubulares, ou mastros [Fig. 2.2], que continuam a ser estruturas leves, mas detêm uma forma aerodinâmica favorável em relação à ação do vento. No entanto a sua rigidez é menor, quando comparadas a torres treliçadas de igual envergadura, o que pode ser desfavorável quando se pretende um alinhamento dos equipamentos suportados pela estrutura, como é o caso das antenas parabólicas (Antunes, 2008).



Fig. 2.2 – Exemplos de torres articuladas: à esquerda, torre com três pernas; no meio, torre com quatro pernas e mastro tubular para suporte de equipamentos de iluminação; à direita, torre *Árvore* para equipamentos de telecomunicação (Imagens fornecidos pela Metalgalva)

Nos casos em que a estrutura não pode ser autoportante, ou seja, não tem estabilidade suficiente para se aguentar em pé sem apoios, é possível recorrer a cabos que ligam os troços superiores da torre ao solo, encastrando numa fundação independente – utilizando o pré-esforço para estabilizar a torre. Este último modelo designa-se por torres estaiadas e apresentam a desvantagem de necessitar de uma área de expropriação maior, bem como uma análise estrutural mais exigente, devido aos cabos que as suportam.

O estudo deste tipo de estruturas é complexo, sendo necessário conhecer as cargas instaladas na estrutura e pode ser necessário, em casos mais críticos – devido a uma exposição ao vento mais desfavorável ou o facto da torre se encontrar numa zona habitada – uma análise dinâmica de resposta da torre em relação às ações exteriores.

Três organismos que aprofundaram bastante o estudo de torres e mastros, apresentando uma panóplia de normas sobre o tema, são a *Canada Standards Association* (CSA), as *British Standards* (BSI, 1999) e a *American Society of Civil Engineering* (ASCE, 1991).

## 2.2. AÇÕES

Apesar destas estruturas apresentarem uma grande envergadura, o seu peso pouco contribui para os esforços finais da mesma. As ações mais relevantes neste tipo de estruturas são o vento, o gelo e o eventual peso de cabos elétricos e equipamentos suportados pela estrutura em causa (como antenas, escadas de acesso, plataformas de apoio). A ação sísmica é normalmente ignorada neste tipo de estruturas mas deve ter que ser tida conta num projeto de uma torre de grande envergadura, numa região sensível a sismos. A Tabela 2.1 apresenta o número de causas de acidentes em torres entre 1967 e 2007 (Smith, 2007).

Tabela 2.1 – Causa de acidentes em torres nos últimos 40 anos (Smith, 2007)

Causa	Altura [m]											Total
	0-50	51-100	101-150	151-200	201-250	251-300	301-400	401-500	501-600	601+	Unknown	
Gelo	14	34	19	21	6	8	11	7	1	1	19	141
Gelo e vento	7	7		2	1	1	2	1		2	5	28
Vento	3	3	1	2	1			2	3		1	16
Oscilações	1	5	1	3	1	4	6				1	22
Rotura do cabo		3	1	1		5		1				11
Danos exteriores		1										1
Relâmpagos/ isoladores		2	2		1	4	1	1				11
Construção/ manutenção	6	6	2	3	3	4	4	3	2	6		39
Projeto/ materiais	1	5	2	4	5	4	1				1	23
Embate de avião		1			2	1	1	1				6
Vandalismo	1	1										2
Assentamento		1										1
Sem conhecimento		3	8	1	4			1			1	18
Total	33	72	36	37	24	31	26	17	6	9	28	319

De referir que os valores apresentados na Tabela 2.1 são para torres estaiadas, servindo apenas como exemplo de hierarquia das ações prejudiciais numa torre. Apesar do gelo aparecer como a maior causa de cedência de torres, muitas vezes é apenas a primeira causa, acabando a torre por ceder devido à falha dos elementos de suporte. O vento e o gelo podem não ser a causa direta de danos estruturais mas são, porventura, a ação condicionante no seu dimensionamento.

Um esquema genérico – apenas num plano transversal – da aplicação dos esforços numa torre proveniente dos vários intervenientes para o efeito é apresentado na Fig. 2.3 (exemplo de uma torre para suporte de cabos elétricos). É também necessário considerar os esforços na direção longitudinal (ainda referente à figura referida), de modo a entrar com a inclinação dos cabos assentes na torre e com a componente da força devido ao vento nessa mesma direção, criando assim combinações de ações, procurando a mais desfavorável. O *Eurocódigo 1* (EC1) considera que a ocorrência de gelo não coincide com o efeito mais gravoso do vento.

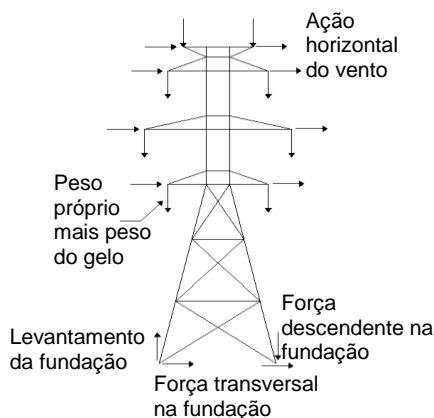


Fig. 2.3 – Exemplo de aplicação de forças numa torre de suporte de cabos elétricos e na respetiva fundação (DiGioia Jr., 2007)

### 2.2.1. VENTO

Este tipo de estruturas é sensível a ações dinâmicas, como é o caso do vento. A ação do vento obriga a que se tenha em conta o comportamento dinâmico da estrutura afetada, ou seja, a sua reação à ação. Para o cálculo desta ação temos então que ter em conta as condições do local, de modo a definir a velocidade do vento, a resistência da estrutura à ação dinâmica e a resposta ao comportamento do vento. É necessário ainda estudar várias direções do vento. Este estudo varia consoante a forma da torre: triangular, quadrangular e circular [Fig. 2.4].

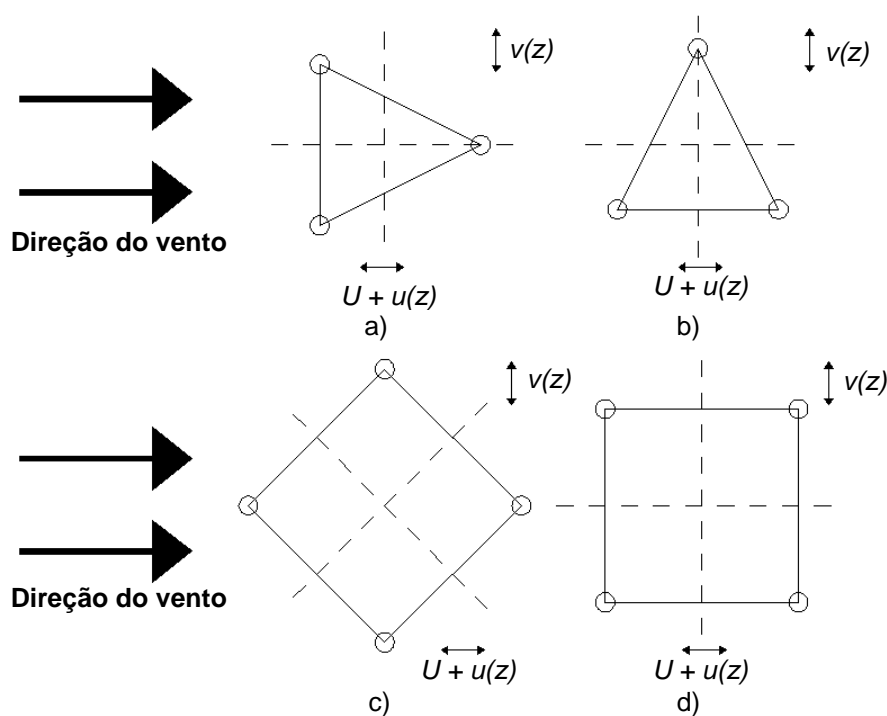


Fig. 2.4 – Direções críticas do vento: a) Vento normal à face; b) Vento paralelo à face; c) Vento na diagonal e d) Vento paralelo à face (Smith, 2007)

Uma abordagem à direção do vento é também apresentada na parte 3 do *Eurocódigo 3 – EN 1993-3:2010 (EC3)*. A velocidade do vento varia consoante a região, a altitude a que se encontra a torre, a topografia do local e os elementos (corpos) próximos que trabalham como escudos contra as rajadas de vento, em relação à torre (edifícios, árvores, etc.). A velocidade varia também em altura, visto que perto da superfície do terreno, a rugosidade deste último influencia o cálculo, enquanto em pontos mais elevados deixa de afetar o mesmo.

A ação do vento sobre estruturas pode ser determinada segundo a parte 4 do *Eurocódigo 1 (EC1, 2010) – EN 1991-1-4:2010*.

### 2.2.2. GELO

A ação do gelo tem como consequência o aumento do peso da estrutura e respetivos equipamentos suportados pela mesma, bem como o acréscimo da área de exposição ao vento, mais uma vez, tanto da estrutura em si como dos equipamentos por ela suportados.

Esta segunda consequência é a mais gravosa no que toca aos esforços finais contabilizados no cálculo da estrutura. Esta ação é contabilizada no processo de cálculo considerando um acréscimo da largura da estrutura. A ação do gelo depende da zona de implantação da estrutura, da altitude em que se encontra e do tempo que o gelo demora a desaparecer da estrutura, pois condiciona o tempo que a estrutura se encontra exposta à ação do vento com o acréscimo da área de exposição da estrutura devido ao gelo.

Como foi referido, não se considera a ocorrência de gelo em simultâneo com a ação extrema do vento (mais gravosa). Algumas normas e códigos referem a probabilidade de ocorrência simultânea de gelo e vento forte, mas é informação ainda muito dispersa e requer uma análise mais aprofundada sobre o assunto (Smith, 2007). Kiessling (2003) apresenta probabilidades de ocorrência, alguns parâmetros e combinações que podem ser consultadas de modo a estimar o risco associado ao efeito simultâneo do vento e do gelo. Deve-se então ter em conta a ação base aquando do cálculo, de modo a minorar o efeito da ação secundária, através de coeficientes parciais. O EC3 apresenta combinações em que junta a ação do vento com a ação do gelo, aplicando-lhes coeficientes parciais próprios (EC3, 2010).

### **2.2.3. TEMPERATURA**

A variação da temperatura não põe em risco a estabilidade da estrutura, principalmente em torres treliçadas autoportantes – torres que suportam o próprio peso e o dos respetivos equipamentos, sem auxílio de equipamentos de suporte, como cabos. Pode no entanto, em alguns casos, se a diferença térmica for significativa, causar ligeiros movimentos nas torres, devido à expansão e contração do aço. Estes movimentos não põem em causa o funcionamento da estrutura mas podem ser condicionantes quando é necessário um alinhamento perfeito de certos equipamentos, como é o caso das antenas em torres de telecomunicação. Em mastros tubulares é necessário ter em conta a expansão dos perímetros interiores e exteriores devido à ação térmica.

A ação da variação da temperatura numa estrutura pode ser contabilizada pela parte 5 do EC1 (2010). É uma ação que não se torna relevante, pois apenas condiciona a estrutura em casos muito particulares, como, a título de exemplo, a torre encontrar-se parcialmente à sombra e a outra parte exposta diretamente ao sol, por um longo período de tempo.

## **2.3. LIGAÇÃO DA TORRE À FUNDAÇÃO**

A ligação da estrutura à fundação é uma das principais condicionantes da altura do elemento de fundação. Essa ligação, denominada por embebimento, é necessária de modo a fundar perfeitamente a superestrutura na fundação e de modo a proteger os elementos de ligação contra a corrosão. Pode ser realizada através de uma continuação dos perfis metálicos da torre que enterram no elemento de fundação ou através de chumbadouros. Estes elementos de ligação são mais utilizados em estruturas tubulares, devido à sua forma circular e à grande resistência dos acessórios constituintes do elemento.

Quanto ao primeiro processo de ligação, consta apenas de uma continuação da rede formada pelos perfis metálicos da torre até uma certa profundidade (profundidade de embebimento). Esta profundidade é definida através de modelos de cálculo definidos para estruturas metálicas Fig. 2.5 a). Os chumbadouros são travados através de um flange (elemento circular ligado à base da torre por soldadura) e dispostos segundo uma circunferência Fig. 2.5 b). O flange pode estar assente diretamente sobre a face superior do elemento de fundação ou assente sobre porcas de nivelamento, que podem ou não assentar no elemento de fundação.

Estes elementos de ligação carecem de um processo de dimensionamento analítico próprio, que define a altura a considerar na sua implantação.

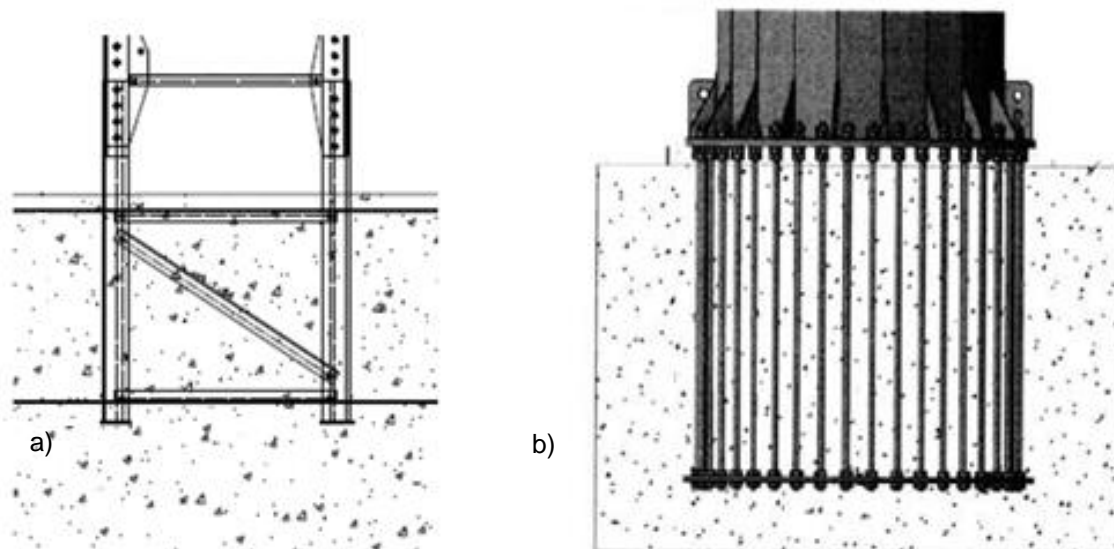


Fig. 2.5 – Elementos de ligação da estrutura à fundação: a) Embebimento da torre e b) Chumbadouros

## **2.4. GALVANIZAÇÃO**

Como foi já referenciado, as torres estão expostas a ações atmosféricas mais ou menos agressivas. Tratando-se maioritariamente de estruturas metálicas, um grande problema que pode pôr em risco a estabilidade estrutural da estrutura é a corrosão. A corrosão deteriora os elementos metálicos, diminuindo-lhes a secção, levando à rotura dos mesmos ou à falta de ligação entre eles.

A solução para este problema é a utilização de um revestimento anticorrosivo que garanta a proteção da estrutura. Essa proteção pode ser obtida através de um processo designado por galvanização. A galvanização consta da imersão a quente dos elementos metálicos num banho de zinco fundido a 450°, como se vê na Fig. 2.6. Este é um dos principais serviços prestados pela Metalgalva e é o processo que confere maior durabilidade e resistência às peças constituintes de uma estrutura metálica, em relação à corrosão. O processo deve ser efetuado em todos os elementos da torre, estruturais e não estruturais. Hoje em dia também já é possível a utilização de tintas especiais que garantem uma proteção dos elementos metálicos em relação à corrosão.



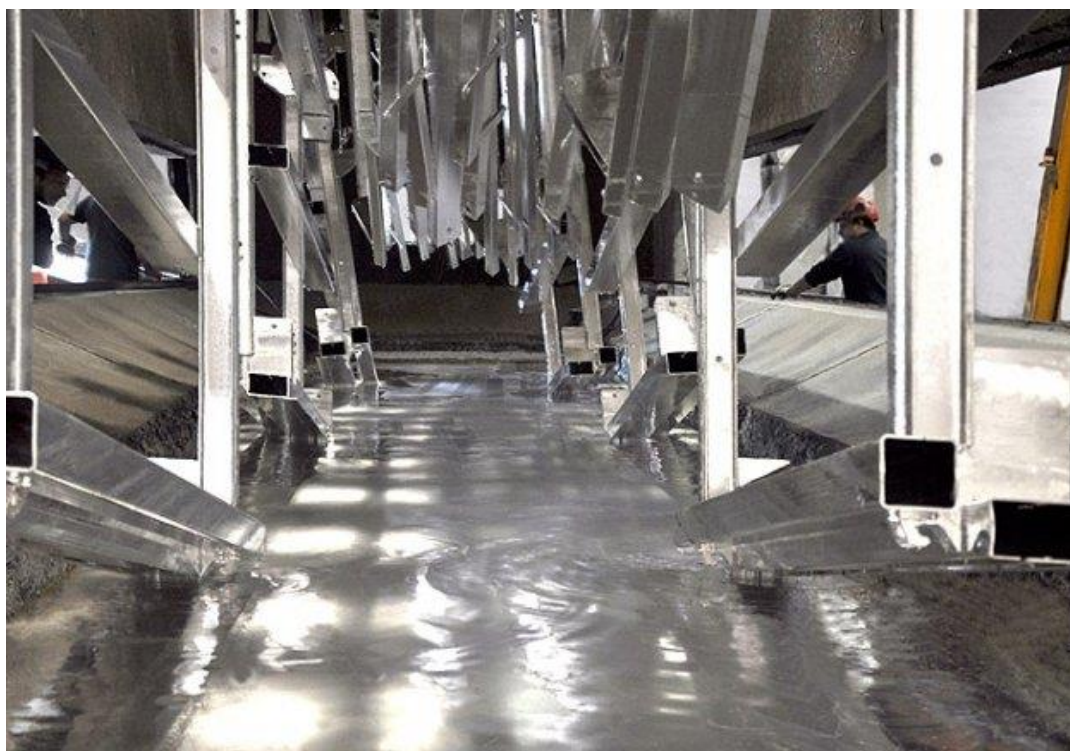


Fig. 2.6 – Galvanização de elementos metálicos (<http://www.galvaza.pt/pt/galvanizacao/>)

## 2.5. SOLUÇÕES DE FUNDAÇÕES

As soluções de fundações para torres e postes autoportantes principais são idênticas às soluções convencionais dentro do campo engenharia. A grande função da fundação é transferir os esforços, provenientes da superestrutura, ao solo de modo a garantir que não ocorram grandes movimentos nesta última. O colapso da torre por rotura da fundação neste tipo de estruturas é raro. No entanto, para torres deste tipo, a segurança ao arranque da fundação e ao derrubamento por rotação devido a um momento podem ser bastante relevantes, em alguns casos tornando-se condicionante no dimensionamento da fundação.

A escolha do tipo de fundação depende do tipo de torre, da magnitude e tipo da força aplicada, das características do solo e das possibilidades de instalação da fundação (Kießling, 2003). O livro *Communication Structures* (Smith, 2007) separa os tipos de fundação por mecanismo de derrube, em três grandes casos:

1. Arranque;
2. Momento de derrube;
3. Carga vertical de compressão.

### 2.5.1. FUNDAÇÕES PARA RESISTIR AO ARRANQUE

Normalmente a resistência ao arranque é crítica em torres com dimensões de base suficientes para que a estrutura detenha uma fundação individual por perna. Isto fará com que o momento aplicado na fundação, criado pelos esforços horizontais no topo da torre, se transforme num binário e com que certas pernas estejam à compressão e as restantes à tração. Estes esforços de tração podem ser



elevados de tal forma que as fundações tracionadas sejam arrancadas do terreno. No arranque mobilizam-se cunhas de rotura à volta do elemento de fundação. O peso das terras que engloba essas cunhas de rotura é contabilizado como uma resistência ao arranque.

Moldando a geometria da fundação, neste caso aplicado a sapatas, é possível obter acréscimos de resistência. Uma solução é a utilização da sapata em forma de pirâmide ou através de patamares Fig. 2.7 a) – um conjunto sucessivo de capitéis – que permite uma fundação menos profunda e garante um peso significativo de terras sobre a mesma, de modo a contrariar a força de arranque. Quanto a esta solução será necessário ter em conta o feito de punçoamento nos vários patamares da sapata. Outra solução seria o aumento da base da fundação em profundidade Fig. 2.7 b), criando uma espécie de encastramento que lhe confere maior resistência ao arranque e menos deslocamentos até ao momento em que se materializa a rotura. Ensaaios indicam que a utilização desta solução garante uma resistência ao arranque duas a três vezes maior que no caso de uma fundação com largura uniforme em profundidade (Smith, 2007). No entanto, é difícil contabilizar teoricamente este acréscimo de resistência, pelo que é necessário um estudo caso a caso, de forma a comprovar a importância do mesmo.

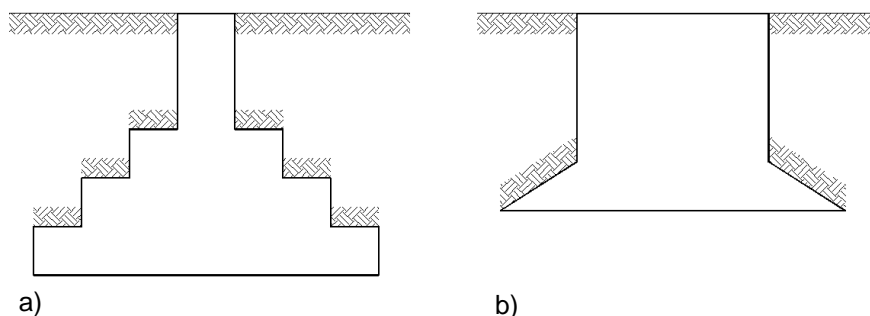


Fig. 2.7 – Soluções de fundações: a) Com patamares e b) Com aumento cónico da base

## 2.5.2. FUNDAÇÕES PARA RESISTIR AO MOMENTO DE DERRUBE

Quando a fundação sofre rotação devido aos esforços horizontais, o solo lateral resiste ao movimento através dos impulsos passivos gerados. Quanto maior for a altura da fundação mais reação lateral se obtém do solo de fundação. O cálculo da resistência do solo não é de fácil obtenção, existindo algumas metodologias que a estimam. Normalmente assume-se que a fundação é rígida, que a curva de pressões é uma parábola e que a resistência passiva do solo varia em profundidade (Smith, 2007). Alguns métodos serão apresentados no ponto 3.4.

Um bom elemento de fundação para estes casos é o bloco de fundação [Fig. 2.8 b)] que engloba a capacidade de carga na base da fundação de uma sapata e a resistência lateral do terreno, próprio de um elemento de fundação com uma altura significativa, como é o caso de uma estaca. Outra solução seria uma sapata comum a todas as pernas que, apesar de não ter contribuição lateral por parte do terreno, devido à sua dimensão de base permite que a zona mais carregada do solo – a excentricidade da carga fará com que apenas um dos lados do solo de fundação esteja a ser comprimido – seja suficiente para criar resistência ao derrubamento. É possível também a utilização de estacas por perna [Fig. 2.8 a)] que, tal como o bloco de fundação, através da sua altura, criam uma reação passiva do solo lateral que estabiliza os esforços aplicados à fundação e segregam o momento num binário de forças, redistribuído pelas várias estacas. Esta última solução requer um estudo mais complexo e necessita do acompanhamento de ensaios *in-situ* em estacas modelo. É normalmente utilizado por questões tecnológicas e económicas em solos que apresentam bastante água ou quando as camadas

superficiais são de muito fraca resistência, encontrando apoio numa camada muito resistente (firme) a maior profundidade. Como se percebe, se essa camada mais resistente se encontrar a profundidades muito elevadas o custo da fundação sobe exponencialmente.

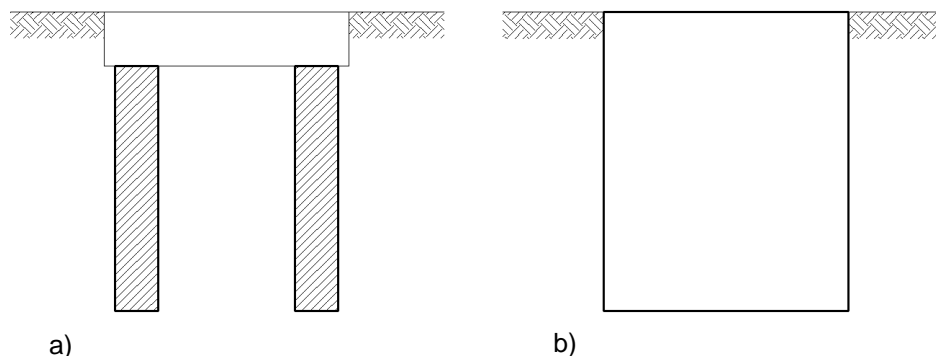


Fig. 2.8 – Soluções de fundações: a) Estacas e b) Bloco de fundação

### 2.5.3. FUNDAÇÕES PARA RESISTIR ÀS CARGAS VERTICAIS DE COMPRESSÃO

Este tipo de fundações é o mais convencional e é utilizado em estruturas em que a carga vertical se revela uma grande condicionante no dimensionamento, apresentando ou não excentricidade. São elementos de fundação muito comuns em torres muito pesadas ou mastros tubulares.

Um exemplo de fundação para resistir a este tipo de esforços é um maciço de betão assente numa base com uma dimensão superior – que trabalha como uma sapata – com uma dimensão suficiente para redistribuir a carga pelo solo de modo a que o mesmo não entre em rotura. A altura do maciço permite contrariar os efeitos adversos que a excentricidade possa trazer à fundação, através da contribuição do efeito passivo das paredes laterais do solo Fig. 2.9. Este tipo de fundação é muitas vezes utilizado quando não é possível betonar-se o elemento de fundação diretamente no terreno, perdendo-se assim a adesão entre o betão e o solo (é o caso de solos muito colapsáveis ou zonas com presença de água). Neste caso o alargamento da base confere maior estabilidade à fundação e garante um acréscimo de resistência ao carregamento.

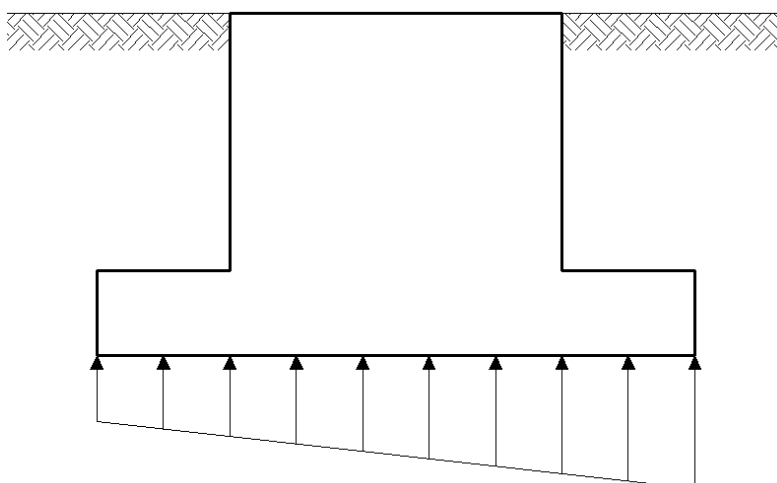


Fig. 2.9 – Bloco de fundação com alargamento da base

#### 2.5.4. FUNDAÇÕES METÁLICAS

As fundações metálicas, em detrimento do betão, vão sendo cada vez mais utilizadas, tanto por questões económicas, como por facilitação da implantação da fundação. Uma solução de fundações deste tipo são as grelhas metálicas. É ainda uma solução pouco utilizada e tem a desvantagem de ser uma estrutura metálica dentro do solo – com risco de sofrer corrosão – mas podem ser estruturas competitivas economicamente em relação ao betão.

As grelhas metálicas correspondem a uma malha metálica formada por cantoneiras, perpendiculares umas às outras, e com perfis metálicos verticais – que acompanham a inclinação das pernas da torre – que ligam as cantoneiras às pernas da torre. É uma solução mais leve, comparada com uma fundação em betão, o que se torna vantajoso para solos com baixa capacidade de carga, mas desvantajoso aquando do arranque do elemento de fundação. Apresenta ainda a vantagem de não haver espera na sua implantação, ao contrário de uma solução em betão que necessita da colocação de cofragens e do tempo de cura do material.

Sendo uma estrutura toda em aço, possibilita o fabrico deste tipo de fundações por parte das empresas que fabricam as torres metálicas, evitando o recurso a empresas especializadas em betão armado. A utilização deste tipo de fundação pode ser como um elemento comum a toda as pernas da torre, bem como com elementos independentes por perna (caso mais utilizado). A Fig. 2.10 apresenta este tipo de fundação como solução em que duas pernas são fundadas na mesma grelha.



Fig. 2.10 – Solução por grelha metálica – duas pernas ligadas ao mesmo elemento de fundação (imagem cedida pela Metalogalva)



# 3

## PRINCÍPIOS GERAIS DE DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES

### 3.1. NOTAS INTRODUTÓRIAS

Em todas as constituições anatómicas estruturais existe um ponto de estabilidade onde assenta a estrutura em si. Na construção, esse ponto, é definido como a fundação da estrutura. A fundação é, portanto, o ponto extremo onde todas as forças equilibram e suportam a estrutura que lhe é sobrejacente. Num âmbito geotécnico, o solo assume então essa função. Pensando no solo como uma estrutura, é necessário o estudo, mais ou menos aprofundado, do mesmo, quando se pretende usá-lo como suporte final de uma superestrutura. A transferência dos esforços, entre uma estrutura e o solo de fundação, é feita através de um elemento de fundação, sendo este último também um elemento estrutural.

Os elementos de fundação dividem-se em dois grupos. O primeiro, denominado por *fundações superficiais* ou *diretas*, corresponde a elementos “que transmite[m] a carga proveniente da estrutura a uma camada, denominada *camada portante*, próxima da superfície do terreno.” (Matos Fernandes, 2011). Este tipo de fundações despreza a interação entre o elemento estrutural e o solo, considerando apenas a tensão aplicada, através da base do primeiro, no segundo. O segundo grupo, denominado por *fundações profundas* ou *indiretas*, é constituído por elementos que, além da contribuição da reação do terreno devido à pressão aplicada pela base do elemento estrutural, consideram a interação lateral, em profundidade, entre solo-estrutura. Este segundo grupo é normalmente utilizado quando o terreno por si só, a um nível superficial, não tem capacidade de suportar a pressão que lhe é aplicada, entrando assim a contribuição da resistência lateral.

Segundo Bowles (1996), as fundações podem ser divididas pelos dois grupos acima mencionados, em função da relação entre a largura da base ( $B$ ) do elemento de fundação e a sua altura enterrada ( $D$ ). As relações são as seguintes:

- Fundações superficiais (sapatas) –  $D/B \leq 1$ ;
- Fundações profundas (estacas, caixões (*caisson*))  $D/B \geq 4$ .

Dada a diversidade de solos e a grande variedade das características geomecânicas dos mesmos, a solução do elemento de fundação provém de um estudo onde se inserem as características mencionadas, a geometria da estrutura suportada, limitações de espaço, processos construtivos, experiência do engenheiro e economia. No dimensionamento de fundações, os dois aspetos mais relevantes a ter em conta são a capacidade de carga do solo de fundação e os assentamentos, este último preponderantemente em relação aos danos causados na estrutura sobrejacente.

### 3.1.1. CAPACIDADE DE CARGA

O conceito de capacidade de carga de uma fundação, tal como o nome indica, remonta à capacidade resistente do solo de fundação aquando da aplicação de uma carga crescente. Essa carga ( $Q_{ult}$ ), que é aplicada ao solo através de um elemento de fundação (sapata, estaca, monobloco), é denominada *carga última* ( $q_{ult}$ ) quando a tensão aplicada a todos os pontos vizinhos ao elemento de fundação ultrapassa a resistência ao corte do terreno – rotura global (Vargas, 1978).

$$q_{ult} = \frac{Q_{ult}}{B \times L} \quad (1)$$

Ao longo do carregamento (com aumento progressivo da carga), o solo vai assentando até atingir a carga última, altura em que rompe e o assentamento é mais acentuado. A relação entre o aumento da carga e o assentamento difere de solo para solo, onde a compacidade e as condições de drenagem assumem uma forte importância.

Como foi referido anteriormente, as metodologias clássicas de dimensionamento de fundações baseiam-se numa sapata como elemento de fundação. Por consequência a capacidade de carga advém das teorias recolhidas ao longo do tempo, baseadas em estudos em sapatas.

Tomando então como exemplo uma sapata de desenvolvimento infinito, apoiada num maciço terroso, a uma dada profundidade ( $D$ ), verificamos que o solo, ao ser carregado por uma dada carga ( $Q$ ) é empurrado, de baixo para cima, criando cunhas (I, II, III) que se deslocam consoante o impulso que lhes é aplicado. Estas cunhas são designadas por *cunhas de rotura*. Através da Fig. 3.1 apercebemo-nos que há três grandes intervenientes na definição de capacidade de carga:

- O peso das cunhas de rotura abaixo da sapata;
- O peso do solo acima da base da fundação (que é interpretado como uma sobrecarga) –  $q$ ;
- Intercepto coesivo –  $c$ .

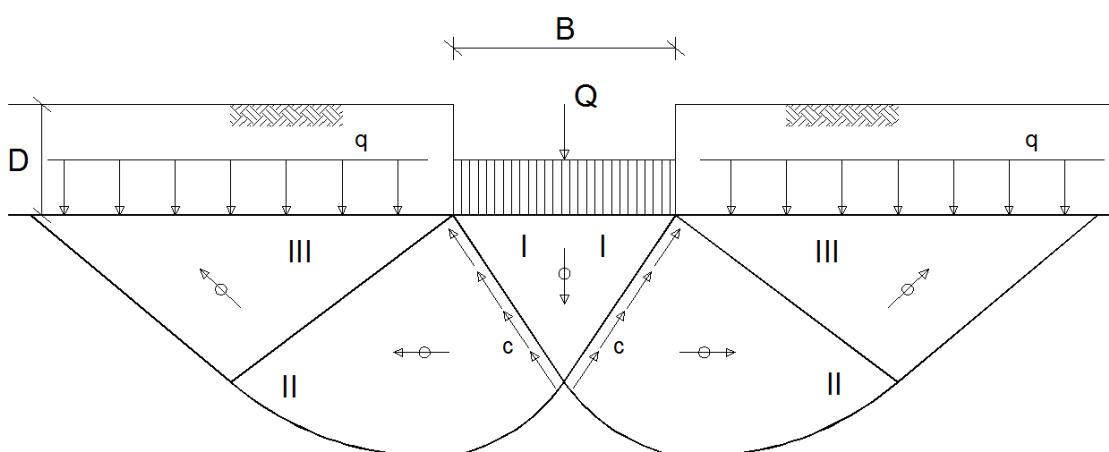


Fig. 3.1 – Representação das cunhas de rotura mobilizadas por carregamento vertical

Admite-se que não há interação entre o elemento estrutural de fundação (sapata) e o solo, isto porque a altura não é significativa e a integração desta componente aumentava a complexidade do problema. Ao não entrarmos com esta interação, adotamos uma solução pelo lado da segurança.

A expressão geral da capacidade de carga é então:

$$q_{ult} = c \times N_c + q \times N_q + \frac{1}{2} \times \gamma \times B \times N_\gamma \quad (2)$$

Em que  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  são coeficientes adimensionais, obtidos por diversos estudos em que se particularizou cada componente da equação 2, chegando-se às seguintes expressões:

$$N_c = (N_q - 1) \times \cot \phi \quad (3)$$

$$N_q = e^{\pi \times \tan \phi} \times \tan \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)^2 \quad (4)$$

e

$$N_\gamma = e^{\frac{1}{6} \times (\pi + 3 \times \pi^2 \times \tan \phi)} \times (\tan \phi)^{\left( \frac{2 \times \pi}{5} \right)} \quad (5)$$

No caso de se tratar de um carregamento drenado, o que é comum nas areias, a água em excesso é expulsa dos vazios do terreno (por efeito da compactação imposta pelo carregamento), sendo o cálculo da capacidade de carga a fazer-se com tensões efetivas, que é o cenário mais desfavorável.

### 3.1.1.1. Fatores corretivos da expressão da capacidade de carga

Como foi referido, a equação 2 advém de um exemplo muito simplificado em que se admite que a sapata é de desenvolvimento infinito, a carga é vertical, a base da fundação é horizontal e o terreno é homogêneo e de superfície horizontal. Foi então necessário encontrar fatores corretivos que têm em conta estas variáveis. Os fatores corretivos utilizados, aplicáveis à equação 2, apresentados no EC7, adaptados, de um modo geral, de (Vesic, 1975), que, por sua vez, os adaptou de outros autores, são:

- Forma da sapata –  $s_c$ ,  $s_q$  e  $s_\gamma$  (fator corretivo que tem em conta a dimensão longitudinal da sapata);
- Inclinação da carga –  $i_c$ ,  $i_q$  e  $i_\gamma$ ;
- Inclinação da base da fundação –  $b_c$ ,  $b_q$  e  $b_\gamma$ ;
- Inclinação da superfície –  $g_c$ ,  $g_q$  e  $g_\gamma$ ;
- Proximidade do firme –  $f_c$ ,  $f_q$  e  $f_\gamma$  (este fator corretivo tem em conta a proximidade à base da fundação de uma camada de um terreno muito resistente, que aumentará a sua capacidade resistente).

As variáveis  $c$ ,  $q$  e  $\gamma$  dizem respeito ao primeiro, segundo e terceiro termo da equação da capacidade de carga (equação 2), ou seja, cada parâmetro resistente deve ser corrigido pelos fatores corretivos respetivos.

Caso o solo em estudo seja uma argila saturada e o carregamento for efetuado de forma relativamente rápida, a capacidade de carga é obtida através da resistência não drenada do mesmo. A argila é um solo com muito baixa permeabilidade, não permitindo que a água seja expulsa aquando do carregamento. Tratando-se assim de um carregamento não drenado, o cálculo da capacidade última do solo é efetuado em tensões totais.

### 3.1.1.2. Aplicação de um momento na fundação

Como é sabido, há estruturas em que, por ação de uma carga transversal ou através de uma excentricidade na aplicação da carga vertical, lhes é introduzida um momento, obtendo-se assim uma combinação de esforços – ação vertical ( $V$ ) mais momento ( $M$ ). Nesses casos considera-se que a carga vertical é aplicada fora do centro de gravidade da peça, ou seja, a carga vertical é aplicada com uma certa excentricidade.

$$M = V \times e \Leftrightarrow e = \frac{M}{V} \quad (6)$$

Havendo momento, a tensão aplicada ao solo de fundação deixa de ser igualmente distribuída por toda a sua área e passa a ser aplicada a uma área mais pequena, denominada por *área efetiva*, como se vê na Fig. 3.2. Esta área efetiva, é obtida, subtraindo as dimensões da base da sapata pelas excentricidades respetivas de cada direção:

- $e_x = M_y / V$
- $e_y = M_x / V$

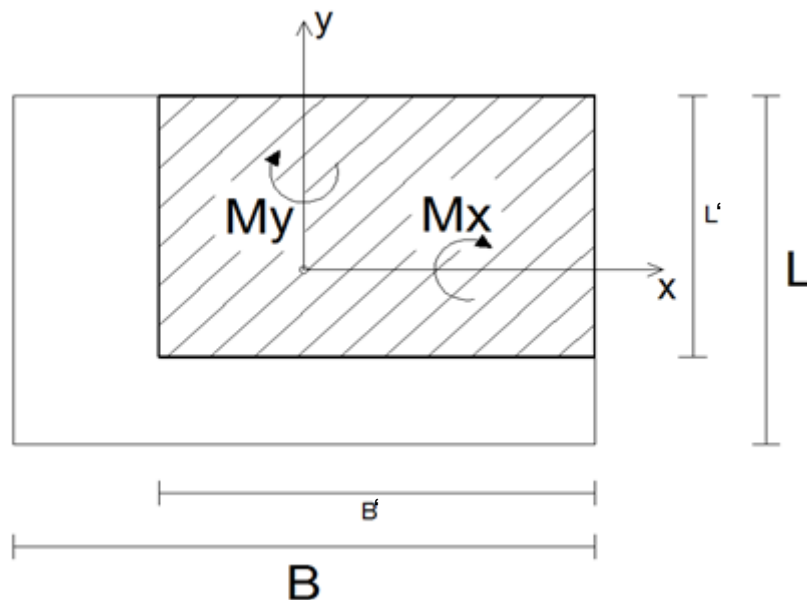


Fig. 3.2 – Área efetiva de aplicação de carga por uma ação excêntrica



Obtendo-se então:

$$B' = B - 2 \times e_x \quad (7)$$

e

$$L' = L - 2 \times e_y \quad (8)$$

Partindo da equação 1, ficamos então com a seguinte expressão:

$$Q_{ult} = q_{ult} \times B' \times L' \quad (9)$$

Esta expressão só é aplicável a elementos que se baseiam apenas na capacidade de carga da base da fundação, como é o caso das sapatas.

### 3.1.2. ASSENTAMENTOS

Entenda-se assentamento como um deslocamento vertical da fundação, de cima para baixo. O assentamento é tanto menor quanto menor for a pressão aplicada ao terreno e quanto melhor forem as características do mesmo. A pressão aplicada ao terreno é de difícil avaliação, o que, por consequência, torna o cálculo dos assentamentos pouco preciso. No entanto, é necessário estimar esse assentamento, que se divide em dois campos temporais: o assentamento imediato e o assentamento ao longo do tempo. O assentamento imediato ( $s_i$ ) é o assentamento que se dá durante o processo de construção, como se pode ver na Fig. 3.3. O assentamento ao longo do tempo divide-se em duas componentes, uma ligada à consolidação ( $s_c$ ), designada por *consolidação primária*, e outra ligada à fluência ( $s_d$ ), designada por *consolidação secundária*.

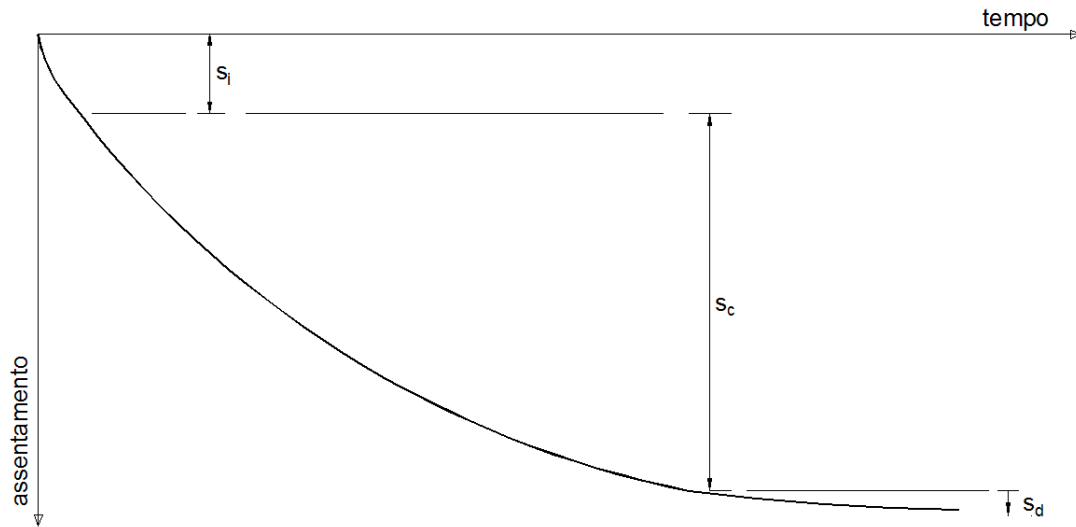


Fig. 3.3 – Evolução dos assentamentos ao longo do tempo, adaptado de Matos Fernandes (2011)

Os vários tipos de assentamento são mais ou menos acentuados, consoante o tipo de solo em causa. De um modo geral, os assentamentos imediatos são muito relevantes em solos arenosos e menores nas argilas, devido à menor variação volumétrica (pode variar com o grau de sobreconsolidação das mesmas). Isto explica-se pela baixa permeabilidade das argilas, ou seja, o solo ao ser carregado sem drenagem da água cria excessos de pressão neutra que aumentam a capacidade resistente do terreno no imediato, permitindo assim que o mesmo assente muito pouco a curto prazo. Este efeito é atenuado ao longo do tempo, diminuindo assim as pressões intersticiais e permitindo a deformação do solo durante esse período, processo designado por consolidação. Associa-se a este processo os assentamentos com o mesmo nome, que, geralmente, são de uma grandeza muito superior aos imediatos nas areias. Dentro destes últimos, temos os assentamentos primários e os secundários. Os primeiros associam-se ao processo de drenagem da água, ao longo do tempo, enquanto o solo é carregado. Os segundos foram perceptíveis em vários casos de estudo, apresentados em bibliografia da área, devendo-se os mesmos, à fluência apresentada pelo solo.

### 3.1.2.1. Assentamentos imediatos

Os assentamentos imediatos são, teoricamente, proporcionais à dimensão da base da sapata ( $B$ ) e da pressão aplicada à fundação ( $\Delta q_s$ ). A expressão geral, adaptada a um solo homogéneo e a um meio elástico, é a seguinte:

$$s_i = \Delta q_s \times B \times \frac{1-\nu^2}{E} \times I_s \quad (10)$$

Em que:

- $\nu$  é o coeficiente de Poisson;
- $E$  é o módulo de deformabilidade do terreno de fundação;

- $I_s$  é um fator adimensional que depende da forma e dimensões da sapata e, consoante o tipo de sapata (rígida ou flexível), do ponto em que se pretende obter o assentamento da sapata.

A Tabela 3.1 apresenta, a título ilustrativo, os valores de  $I_s$ , para sapatas flexíveis e rígidas:

Tabela 3.1 – Valores de  $I_s$  consoante o tipo de sapata (Matos Fernandes, 2011)

Forma da sapata	$I_s$ , Sapata infinitamente flexível					Sapata rígida
	centro	vértice	meio do lado menor	meio do lado maior	média	$I_s$
Circular	1,00	---	0,64	0,64	0,85	0,79
Quadrada	1,12	0,56	0,77	0,77	0,95	0,92
Retangular L/B = 1,5	1,36	0,68	0,89	0,97	1,15	1,13
= 2,0	1,53	0,77	0,98	1,12	1,30	1,27
= 2,5	1,67	0,83	1,05	1,25	1,44	1,40
= 3,0	1,78	0,89	1,11	1,36	1,52	1,51
= 4,0	1,97	0,98	1,20	1,53	1,71	1,67
= 5,0	2,10	1,05	1,27	1,67	1,83	1,81
= 7,0	2,31	1,16	1,38	1,89	2,03	2,01
= 10,0	2,54	1,27	1,49	2,10	2,25	2,25

Para o caso dos assentamentos a longo prazo, uma condicionante preponderante é a condição de drenagem – condições de fronteira, que são definidas pelos estratos adjacentes ao estrato do solo pouco permeável. A explicação do problema e a formulação apropriada podem ser encontradas em variados livros da especialidade.

### 3.1.2.2. Assentamentos por rotação da fundação

Caso a sapata seja submetida a um momento, o movimento da mesma traduzir-se-á numa rotação, em torno do seu eixo central, que levará a deslocamentos verticais diferentes ao longo da base da fundação [Fig. 3.4]. O assentamento máximo, apresentado num dos extremos da base da fundação, é igual ao produto da tangente do ângulo de rotação com metade da base do elemento de fundação.

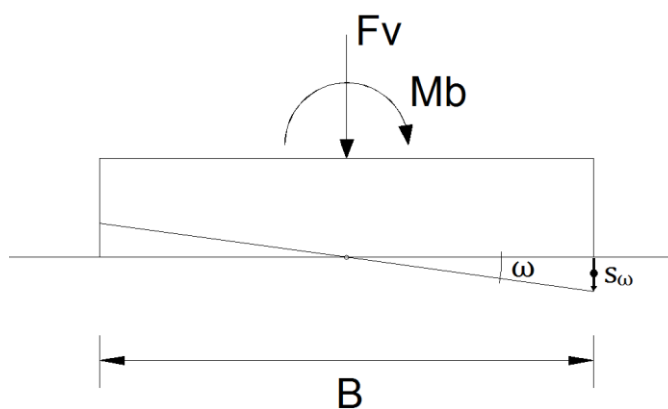


Fig. 3.4 – Assentamento extremo devido à rotação da fundação

A equação que estima estes deslocamentos é a seguinte:

$$\tan \omega = \frac{M}{B \times L^2} \times \frac{1-\nu^2}{E} \times I_{\omega} \quad (11)$$

Em que  $I_{\omega}$  é estimado pela seguinte expressão:

$$I_{\omega} = \frac{16}{\pi \times \left(1 + \frac{0,22 \times B}{L}\right)} \quad (12)$$

Ao assentamento de uma sapata deve então ser acrescido este último deslocamento vertical máximo, quando é aplicado um momento à fundação. O deslocamento por rotação ( $s_{\omega}$ ) será igual ao produto da tangente do ângulo de rotação com metade da largura da base da fundação.

Quando uma mesma estrutura é fundada por elementos de fundação diferentes deve-se ter em conta os assentamentos diferenciais, isto é, a diferença entre os assentamentos de cada elemento de fundação. Caso haja assentamentos diferenciais numa dada estrutura, a superestrutura tenderá a redistribuir esforços dos pontos mais suscetíveis para os mais estáveis. O que acontece é um aumento de esforços em certos elementos e um desequilíbrio significativo da estrutura, que pode ser prejudicial à mesma.

A obtenção dos assentamentos, tratando-se de um processo que representa a máxima deformação admissível da fundação, de maneira a cumprir critérios de utilização e estéticos, é efetuado recorrendo-se a ações e combinações relativas aos Estados Limites de Utilização ou de Serviço (ELS).

### 3.2. EUROCÓDIGO 7

O EC7 veio compilar os aspetos integrantes dos estudos de projetos geotécnicos, uniformizando regras e metodologias num âmbito europeu, seguindo normas nacionais dos vários países intervenientes, experiência e bom senso. Introduziu ainda os coeficientes parciais em detrimento de fatores de segurança globais, permitindo disseminar a margem de segurança pelos vários parâmetros geomecânicos, descriminando assim a sua importância consoante o problema em causa. Quando o projeto envolve terreno, como é o caso das fundações, é necessário introduzir um novo estado limite último, denominado pela sigla GEO, que se aplica quando a rotura ou a deformação da estrutura é influenciada pelas características do terreno em causa.

Dentro deste estado limite último existem várias Abordagens de Cálculo. De um modo geral, todas as ações são majoradas e/ou as características resistentes do solo são minoradas, através de coeficientes parciais. Existem três Abordagens de Cálculo, sendo que a diferença entre elas é a aplicação dos coeficientes parciais nos vários parâmetros de cálculo. No presente trabalho optou-se pela utilização da Abordagem de Cálculo 1 e, por isso, serão apresentados os parâmetros a afetar e os respetivos coeficientes parciais da mesma.

Esta abordagem é a única adotada em Portugal. O Anexo Nacional do EC7 apresenta um número de princípios e regras de aplicação com prescrições a nível nacional, descriminando o uso desta abordagem na alínea c) deste último ponto.

### 3.2.1. ABORDAGEM DE CÁLCULO 1

Esta abordagem carece de duas combinações de ações. Para cada uma das combinações deve ser verificada a segurança em relação a um possível estado limite de rotura e a uma possível deformação excessiva. Caso uma das soluções seja visivelmente condicionante é admitido o uso apenas dessa mesma combinação.

- Combinação 1:  $A1$  “+”  $M1$  “+”  $R1$

- Combinação 2:  $A2$  “+”  $M2$  “+”  $R1$

Onde:

- $A$  corresponde às ações ou efeitos das ações;
- $M$  corresponde aos parâmetros do solo;
- $R$  corresponde às capacidades resistentes do solo.

Na *Combinação 1* majoram-se as ações e não se afetam os parâmetros do solo, enquanto na *Combinação 2* o processo é o contrário. Em nenhuma das combinações se afeta as capacidades resistentes do terreno.

### 3.2.2. COEFICIENTES PARCIAIS DE CÁLCULO

Os coeficientes parciais afetam as ações multiplicando-as pelos respetivos coeficientes:

$$A_d \leq A_k \times \gamma_A \quad (13)$$

Os coeficientes parciais que afetam as características do terreno implicam a divisão dessas características pelos respetivos coeficientes:

$$M_d \leq M_k / \gamma_M \quad (14)$$

A Tabela 3.2, a Tabela 3.3 e a Tabela 3.4 apresentam os vários coeficientes parciais para cada combinação de cálculo.

Tabela 3.2 – Coeficientes parciais relativos às ações (EC7, 2010)

Ação		Símbolo	Conjunto	
			A1	A2
Permanente	Desfavorável	$\gamma_G$	1,35	1,0
	Favorável		1,0	1,0
Variável	Desfavorável	$\gamma_Q$	1,5	1,3
	Favorável		0	0

Tabela 3.3 – Coeficientes parciais relativos aos parâmetros do solo (EC7, 2010)

Ação	Símbolo	Conjunto	
		A1	A2
Ângulo de atrito interno em tensões efetivas <sup>a)</sup>	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesão em tensões efetivas	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistência ao corte não drenada	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Resistência à compressão uniaxial	$\gamma_{qu}$	1,0	1,4
Peso volúmico	$\gamma_{\gamma}$	1,0	1,0
<sup>a)</sup> Este coeficiente é aplicado a $\tan \phi'$			

Tabela 3.4 – Coeficientes parciais relativos à capacidade resistente do solo (EC7, 2010)

Capacidade resistente	Símbolo	Conjunto		
		R1	R2	R3
Carregamento do terreno	$\gamma_{R:v}$	1,0	1,4	1,0
Deslizamento	$\gamma_{R:h}$	1,0	1,1	1,0

### 3.3. VERIFICAÇÕES

O dimensionamento de fundações para este género de estruturas torna-se mais complexo devido às elevadas cargas horizontais aplicadas nas mesmas. Isto implica que se verifique se a fundação é estável, não só devido à capacidade vertical, por um processo de aplicação de carga que comprime o terreno, mas também devido a um possível deslizamento da base da fundação e ainda, por um possível arrancamento da fundação – levantamento global da fundação – devido ao momento proveniente da aplicação da carga horizontal. Em todos os casos, o solo assume um papel fundamental no dimensionamento da fundação, desde o seu peso, a sua resistência ao corte e da interação solo-estrutura.

As verificações ao carregamento e ao deslizamento são apresentadas no ponto 6 do EC7. Referente à metodologia de cálculo, adaptou-se a resistência ao deslizamento, bem como a capacidade resistente ao levantamento global da fundação, seguindo um artigo do *The Indian Concrete Journal*, de Março de 1990, intitulado de *Design of tower foundations* (Subramanian & Vasanthi, 1990). O documento atrás referido não é uma norma legislativa mas apresenta uma boa explicação das verificações de segurança para torres que corroboram com as apresentadas na legislação da *American Society of Civil Engineers* (ASCE) e da *Federal Highway Administration* (FHWA). A verificação ao levantamento global (UPL) é apresentada no ponto 2.4.7.4 do EC7 (2010).

### 3.3.1. CAPACIDADE RESISTENTE DO TERRENO AO CARREGAMENTO VERTICAL

Esta verificação é efetuada seguindo o descrito no ponto 3.1.1. Uma explicação semelhante é apresentada no Anexo D do EC7. O dimensionamento é essencialmente condicionado pelas cargas impostas à fundação, principalmente devido à grandeza do momento, visto que as cargas verticais provenientes da superestrutura não são significativas. Em fundações correntes de edifícios, o peso da fundação é desprezado, no entanto, nestes casos, é de todo conveniente e necessário entrar com o mesmo para o dimensionamento. Isto porque o valor do peso do elemento de fundação, neste tipo de estruturas, detém já uma grandeza relevante e, conseqüentemente, a diminuição da excentricidade da carga vertical não é desprezável. O EC7 fala ainda da verificação da segurança em relação ao momento instabilizador, em torno de uma das extremidades da base da fundação. Essa verificação é cumprida pela verificação da capacidade de carga pois, esta última tem em conta o momento instalado na fundação, limitando a área de aplicação da tensão no solo, traduzindo-se esta última na área efetiva ( $A_{ef}$ ).

É possível estimar a capacidade resistente do terreno ao carregamento através de um método semi-empírico, baseado no pressiómetro de Ménard, intitulado por *Método Francês* (Frank, 1999). Este método, anterior à norma em vigor, é adaptado e apresentado sucintamente no Anexo E do EC7. A capacidade de carga do terreno ( $R_d$ ) vem em função da pressão limite ( $p_l$ ) em profundidade e representa-se pela equação 15 [Fig. 3.5].

$$R_d \leq A (\sigma_{v0} + k \times p_l^*) \quad (15)$$

em que:

- $\sigma_{v0}$  é a tensão vertical total inicial;
- $k$  é o coeficiente da capacidade resistente do terreno (com valores situados no intervalo entre 0,8 e 3,0, dependendo do tipo de solo – podem ser obtidos por equações próprias, em função das dimensões da base da fundação e da altura de encastramento equivalente  $D_e$ );
- $p_l^*$  é o valor de cálculo da pressão limite diferencial equivalente, obtida através de uma média geométrica dos valores da pressão do ensaio pressiométrico, em profundidade.

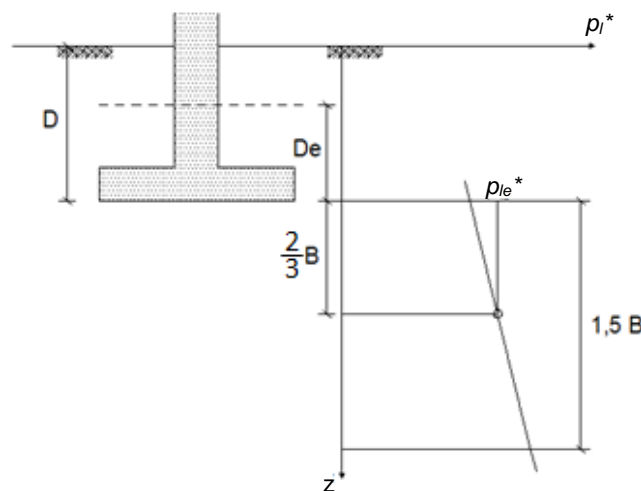


Fig. 3.5 – Critérios para determinar a profundidade de encastramento  $D_e$

Em certos tipos de fundações, como as sapatas, é necessário verificar a segurança em relação ao punçoamento. O *Eurocódigo 2* (EC2, 2012) – EC2 – apresenta uma metodologia para o efeito, que pode ser aplicável às sapatas.

Existe ainda a possibilidade de dimensionar a fundação através de uma tensão admissível, o que neste âmbito não é uma vantagem. Uma comparação entre os dois métodos, bem como uma discussão do tema, é apresentada no capítulo 5.

### 3.3.2. CAPACIDADE RESISTENTE DO TERRENO AO DESLIZAMENTO

Através da aplicação da carga horizontal ( $H$ ) na estrutura, a mesma poderá deslocar-se lateralmente, no sentido da força aplicada. Dadas as grandezas de um elemento de fundação deste tipo, é possível considerar-se a reação do solo que se opõe ao movimento. Esse movimento vai mobilizar um impulso passivo ( $I_p$ ) no solo em causa, que tenderá a contrariar a ação horizontal. O peso do elemento de fundação ( $PP$ ) e a própria carga vertical ( $V$ ), proveniente da superestrutura, contrariam também esse deslocamento transversal [Fig. 3.6].

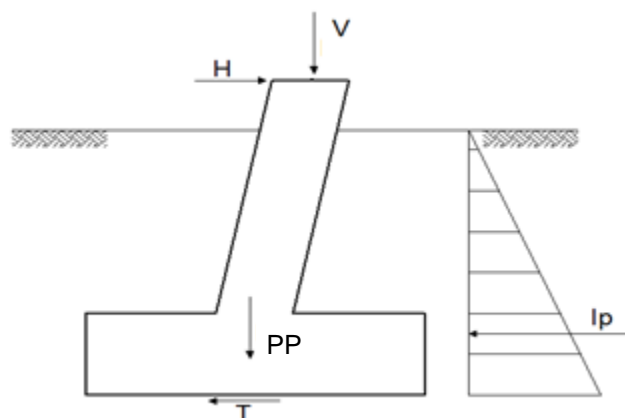


Fig. 3.6 – Mobilização de esforços por deslizamento da fundação

Para que se mantenha a segurança a seguinte condição tem que ser cumprida:

$$H \leq T + I_p \quad (16)$$

Em que:

$$T = (V + PP) \times \tan(\delta) \quad (17)$$

e  $I_p$  é o impulso passivo do solo que contraria o movimento.

Para que o impulso passivo seja mobilizado na sua totalidade, é necessário uma deformação significativa do terreno, o que não se passa nestes casos. Não é então seguro usar o valor do coeficiente de impulso passivo ( $k_p$ ), devendo-se admitir um valor mais baixo.  $\delta$  é o ângulo de atrito



entre o betão e o solo, na base da fundação. Pode ser considerado igual ao ângulo de atrito do solo, principalmente se a betonagem for efetuada diretamente no terreno (sem cofragem), ou, de um modo mais conservativo, pode ser considerado igual a dois terços do mesmo ângulo quando se trata de uma superfície menos rugosa.

### 3.3.3. CAPACIDADE RESISTENTE DO TERRENO AO LEVANTAMENTO GLOBAL (ARRANQUE)

Quando temos um elemento de fundação independente por perna de torre o momento aplicado à estrutura criará um binário de forças que, de um lado irá comprimir uns elementos de fundação e do outro, irá levantar os restantes. Este levantamento traduz-se no arrancamento da fundação caso a esforço vertical ( $V$ ), de baixo para cima, criado pelo momento, ultrapasse o peso da estrutura, o peso da fundação e o peso das terras acima da fundação (caso existam) – ações que contrariam o movimento. É comum a discussão de duas vertentes de verificação ao arranque, que são bastante semelhantes, apenas variando na contribuição do solo para a estabilização da fundação. No primeiro, o peso das terras ( $W$ ) é maior porque se considera uma cunha de rotura com um ângulo igual ao ângulo de atrito do terreno [Fig. 3.7 a)] (Subramanian & Vasanthi, 1990). Neste caso a mobilização da resistência ao corte engloba-se no peso das terras e não será máxima. No segundo, a cunha de rotura é vertical, ou seja, menos volume de terras e por consequência, menos peso. No entanto, dado a verticalidade da cunha de rotura, a resistência ao corte do solo é mobilizada verticalmente através do impulso ativo do terreno [Fig. 3.7 b)].

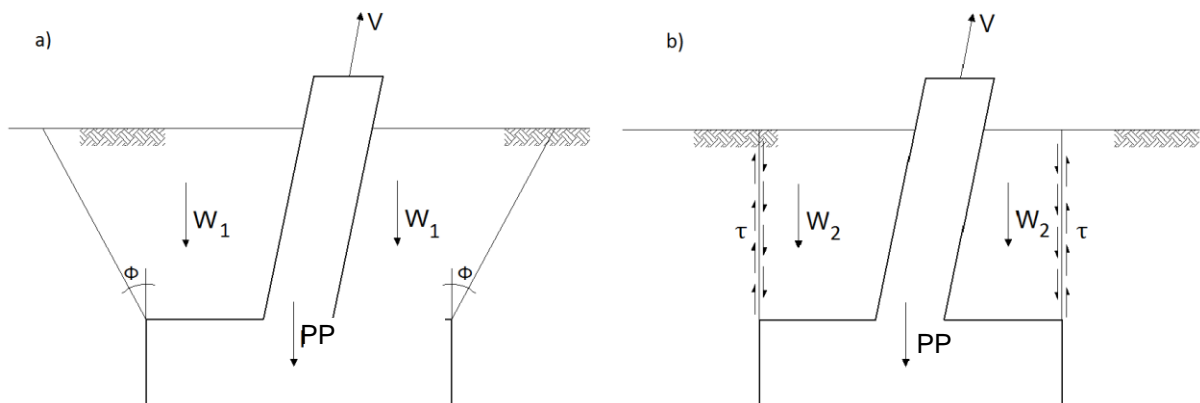


Fig. 3.7 – Geometria e respetivas cargas por arranque da fundação: a) Considerando uma cunha de rotura e b) Considerando a mobilização do atrito lateral do solo

Para que se mantenha a segurança a seguinte condição tem que ser cumprida:

$$V \leq PP + W_1 \quad (18)$$

ou

$$V \leq PP + W_2 + \tau \quad (19)$$

Em que:

$$\tau = c' + \sigma' \times \tan(\phi) \quad (20)$$

O ângulo da cunha de rotura é um parâmetro incerto, que só pode ser obtido com mais precisão depois de ensaios de arranque com a própria fundação. Um estudo efetuado por vários professores da Faculdade de Engenharia da Universidade de Peradeniya, apresentado no *Civil Engineering Research Exchange Symposium*, em 2012 na Universidade de Ruhuna, Sri Lanka, (Abeykoon *et al.*, 2012), demonstra que na realidade o solo se pode encontrar entre o estado ativo e passivo, podendo a cunha de rotura formar um ângulo entre  $45^\circ \pm \phi/2$ , condição proveniente da *Teoria de Rankine*, utilizando o critério de rotura de Mohr-Coulomb.

De modo a perceber a importância da variação da inclinação das cunhas de rotura, comparou-se as duas metodologias apresentadas na Fig. 3.7. Considerou-se para o efeito que o solo era puramente atrítico (sem coesão), um peso volúmico de  $17 \text{ kN/m}^3$  e a variação da largura da base do elemento de fundação ( $A$  e  $B$ ), a variação da altura enterrada ( $h$ ) e do ângulo de atrito ( $\phi$ ). A Tabela 3.5 mostra os resultados obtidos, em que  $\tau$  (b) representa a consideração do arranque com a mobilização do atrito vertical [Fig. 3.7 b)] e o  $P_{TOTAL}$  (a) o peso do solo com cunha de rotura [Fig. 3.7 a)]:

Tabela 3.5 – Comparação entre as duas metodologias de resistência ao arranque do solo

		$\phi' [^\circ]$											
A(xB) [m]	h [m]	5		10		15		20		25		30	
		$\tau$ [kN] (b)	$P_{terras}$ [kN] (a)	$\tau$ [kN] (b)	$P_{terras}$ [kN] (a)	$\tau$ [kN] (b)	$P_{terras}$ [kN] (a)	$\tau$ [kN] (b)	$P_{terras}$ [kN] (a)	$\tau$ [kN] (b)	$P_{terras}$ [kN] (a)	$\tau$ [kN] (b)	$P_{terras}$ [kN] (a)
1,0	1,0	19,50	20,2	21,22	24,1	22,36	28,6	23,07	33,9	23,43	40,2	23,54	48,0
	2,0	43,99	40,5	50,88	48,1	55,46	57,1	58,27	67,8	59,74	80,5	60,17	95,9
	3,0	73,48	60,7	88,99	72,2	99,28	85,7	105,61	101,6	108,91	120,7	109,89	143,9
	4,0	107,96	80,9	135,54	96,2	153,82	114,2	165,08	135,5	170,95	161,0	172,69	191,9
	5,0	147,44	101,2	190,53	120,3	219,10	142,8	236,68	169,4	245,87	201,2	248,58	239,8
1,5	1,0	42,00	43,0	44,58	48,3	46,30	54,4	47,35	61,3	47,90	69,4	48,06	79,0
	2,0	91,49	85,9	101,83	96,6	108,68	108,7	112,90	122,6	115,11	138,8	115,76	158,1
	3,0	148,47	128,9	171,73	144,9	187,16	163,1	196,66	183,9	201,62	208,3	203,08	237,1
	4,0	212,94	171,9	254,31	193,2	281,74	217,4	298,62	245,3	307,43	277,7	310,04	316,1
	5,0	284,91	214,9	349,54	241,5	392,40	271,8	418,78	306,6	432,55	347,1	436,62	395,1
2,0	1,0	73,00	74,2	76,44	81,0	78,73	88,7	80,13	97,3	80,87	107,1	81,09	118,6
	2,0	155,98	148,4	169,77	162,1	178,91	177,3	184,54	194,5	187,48	214,2	188,35	237,2
	3,0	248,96	222,6	279,98	243,1	300,55	266,0	313,21	291,8	319,82	321,3	321,78	355,8
	4,0	351,93	296,8	407,07	324,2	443,65	354,6	466,15	389,0	477,91	428,4	481,39	474,4
	5,0	464,88	371,0	551,05	405,2	608,20	443,3	643,37	486,3	661,73	535,5	667,17	593,0
2,5	1,0	112,49	113,9	116,80	122,3	119,66	131,5	121,42	141,7	122,34	153,3	122,61	166,7
	2,0	237,48	227,9	254,71	244,6	266,14	262,9	273,17	283,4	276,85	306,6	277,93	333,3
	3,0	374,95	341,8	413,72	366,9	439,44	394,4	455,27	425,1	463,53	459,8	465,97	500,0
	4,0	524,91	455,8	593,84	489,2	639,56	525,9	667,69	566,8	682,39	613,1	686,73	666,6
	5,0	687,35	569,7	795,07	611,5	866,50	657,3	910,46	708,5	933,42	766,4	940,21	833,3
3,0	1,0	160,49	162,2	165,66	172,0	169,09	182,8	171,20	194,6	172,30	208,0	172,63	223,2
	2,0	335,97	324,4	356,65	344,1	370,37	365,5	378,81	389,3	383,22	415,9	384,52	446,4
	3,0	526,44	486,6	572,97	516,1	603,83	548,3	622,82	583,9	632,74	623,9	635,67	669,7
	4,0	731,89	648,7	814,61	688,2	869,47	731,1	903,23	778,5	920,86	831,8	926,08	892,9
	5,0	952,33	810,9	1081,58	860,2	1167,30	913,9	1220,05	973,1	1247,60	1039,8	1255,75	1116,1

Os resultados anteriores demonstram que, de facto, a inclinação da cunha de rotura requer um estudo de caso para caso. Os valores salientados da Tabela 3.5 representam o método condicionante à verificação do arranque da fundação. De um modo geral, para valores do ângulo de atrito mais baixos, a consideração da cunha de terras é a situação mais desfavorável. Quando se aumenta o valor do ângulo de atrito a consideração da cunha de terras em detrimento da mobilização do atrito vertical tende a tornar-se menos conservativa. Em relação à profundidade enterrada considerada, é perceptível que quanto mais profunda estiver a fundação, mais conservativa é a consideração da cunha de rotura. O valor do peso volúmico foi alterado (para 16 e 18 kN/m<sup>3</sup>) e os resultados corroboraram com os anteriores. Percebemos mais uma vez que o ângulo da cunha de rotura é um parâmetro muito variável, de caso para caso e, por isso, deve ser estudado individualmente para cada um deles.

### **3.4. MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO DE MONOBLOCOS**

Os monoblocos, ou também denominados blocos de fundação, apresentam uma solução de fundação que se encontra entre as sapatas e as estacas, isto porque, este elemento é um maciço de betão em que a altura é de igual ou maior dimensão que a largura da base, assumindo assim um papel fundamental no cálculo da resistência da fundação. Tornam-se uma opção bastante viável quando as ações horizontais criam momentos muito elevados, ganhando estes últimos uma importância mais acentuada do que as cargas verticais sobre a fundação.

Podemos então visualizar um bloco de fundação como uma sapata com uma altura significativa, o que fará com que o elemento de fundação mobilize uma resistência lateral, através de um impulso de contacto com o terreno. Esta solução de fundação encontra-se então entre as sapatas e as estacas e engloba as vantagens das duas últimas soluções, pois apresenta uma elevada capacidade de carga na base, devido às dimensões da base e à profundidade da mesma (consegue atingir terrenos mais resistentes), ao que se acrescenta a resistência lateral acima mencionada. A grande vantagem em usar monoblocos, em detrimento de estacas, é a facilidade construção e aplicação dos mesmos, tanto a nível de processo de construção, como de técnicas e equipamentos utilizados. Ainda assim, a dimensão vertical dos monoblocos é bastante inferior à de uma estaca, em que a primeira pode atingir profundidades de 5 metros e a segunda pode atingir profundidades várias vezes superiores. São soluções de fundação pouco viáveis para torres com uma dimensão de base elevada, pois carece de uma quantidade de betão que torna o projeto economicamente desvantajoso.

Existem vários métodos de cálculo para o dimensionamento de monoblocos. Cada um deles advém da necessidade de desenvolver uma fundação apropriada a um certo tipo de estrutura e de carregamento – como é o caso das torres e dos postes – e, por essa razão, são métodos que permitem também calcular fundações em que a altura não seja tão significativa, como é o caso das sapatas. Este tipo de fundação ainda não segue as normas europeias no que toca a uma metodologia de cálculo, mas pode, até um certo ponto, ser adaptado às mesmas. Os métodos, que posteriormente serão descritos e comparados, carecem de um estudo específico que difere de autor para autor, mas remontam para o mesmo fim: a altura necessária para que se dê um equilíbrio de forças que, mediante o tipo de solo em causa e um fator de segurança, estabilize a fundação no terreno. O monobloco, após a aplicação da força horizontal, sofrerá uma rotação que será travada pelo terreno em três superfícies diferentes, criando tensões de contacto entre o solo e o elemento de fundação. Essas tensões traduzem-se por reações resistentes do solo de fundação ao movimento do monobloco e dão-se na parte superior do elemento de fundação, no sentido contrário ao da força horizontal ( $\sigma_1$ ); na parte inferior do elemento, no sentido da força horizontal ( $\sigma_2$ ) e na sua base ( $\sigma_3$ ), como se demonstra na Fig. 3.8. De método para método, os parâmetros utilizados e o procedimento de cálculo variam. Acrescenta-se ainda que a altura de um

monobloco não deve ser superior a 2,5 vezes a largura do mesmo, pois começa a tornar-se um elemento esbelto e pouco viável.

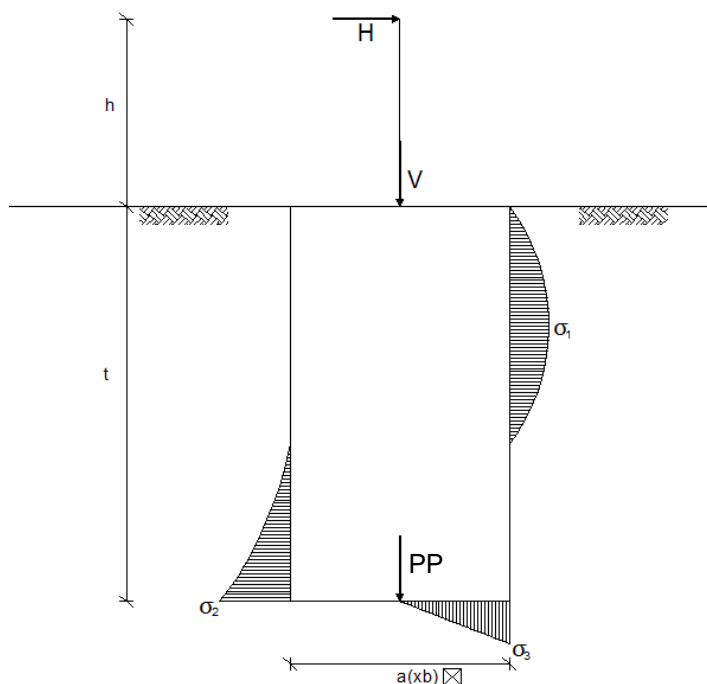


Fig. 3.8 – Tensões do terreno devido à rotação do monobloco

### 3.4.1. MÉTODO DE FRÖHLICH

Com o aumento da força horizontal, a rotação do bloco de fundação será maior e por consequência a tensão no terreno será igualmente maior. Essa tensão evolui em profundidade e muda de sentido a partir da profundidade a que se encontra o ponto de rotação do elemento, como se demonstra na Fig. 3.9.

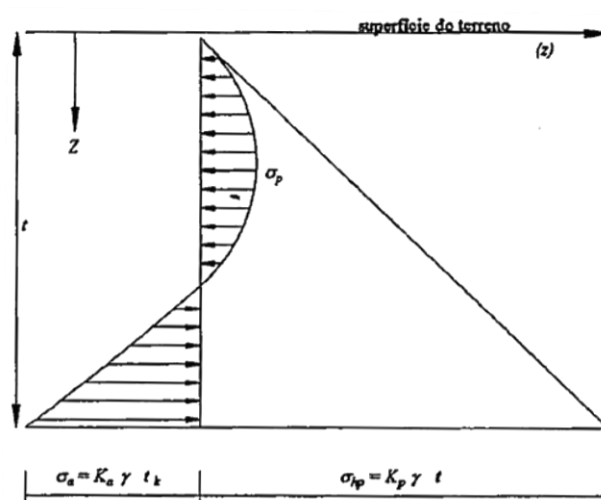


Fig. 3.9 – Evolução da tensão no terreno, em profundidade (Viana da Fonseca & Barros, 2000)

O equilíbrio encontra-se quando, a altura do elemento de fundação seja tal que o momento resistente criado pelas reações do terreno seja superior ao momento atuante, devido à carga horizontal, acrescido de um fator de segurança. Considerando a altura de aplicação da força horizontal ( $H$ ) como a variável “ $h$ ”, a altura do monobloco como a variável “ $t$ ” e as dimensões da base do monobloco “ $a$ ” e “ $b$ ”, as expressões, aplicáveis a este método, apresentadas no livro *Costruzioni Metalliche* (Zignoli, 1956), são as seguintes:

$$M_{act} = H \left( h + \frac{t}{3} \right) \quad (21)$$

e

$$M_{res} = \frac{1}{3}(0,25K (b + t) t^3 + 2\mu P t + 1,5P a) \quad (22)$$

Em que:

- $\mu$  é o coeficiente de atrito entre as terras e o betão (o autor do método recomenda um valor médio de 0,4);
- $K$  [kN/m<sup>3</sup>] é um coeficiente que depende das características do terreno.

Alguns valores de  $K$ , determinados em laboratório pelo autor, são apresentados na Tabela 3.6.

Tabela 3.6 – Valores de  $K$  propostos por Fröhlich

Tipo de solo	$K = K_p \times \gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]
Terra vegetal seca	52,0 a 64,5
Terra vegetal saturada	47,9
Terra vegetal com humidade natural	93,6
Areia seca	47,9 a 61
Areia saturada	49,6
Areia húmida natural	83,0
Silte seco	69,3 a 91,8
Silte saturado	38,6 a 47,1
Argila seca	74,0 a 122,0
Argila saturada	40,6 a 49,6

Juntando as duas expressões anteriores, obtemos uma expressão que encontra a força máxima aplicável na estrutura:

$$F_{m\acute{a}x} = \frac{\frac{1}{3}(0,25 K (b+t) t^3 + 2\mu P t + 1,5P a)}{h + \frac{t}{3}} \quad (23)$$

Em que  $F_{m\acute{a}x}$  tem que ser maior ou igual que 1,5 vezes a força atuante na estrutura, sendo o valor de 1,5 o fator de segurança mínimo aconselhado. Este valor é encontrado em normas e documentos técnicos de métodos de dimensionamento de fundações para estruturas de suporte de cabos, como é o caso das torres articuladas, no entanto é recorrente o uso de um fator de segurança igual a 2.

### 3.4.2. MÉTODO DE BÜRKLIN

Ao contrário do método anterior, este apenas considera blocos de fundação com base quadrangular. Se considerarmos que o ponto de rotação (O) do monobloco se encontra a uma distância “3y” na horizontal e “z” na vertical do vértice inferior do mesmo, o propósito é encontrar esse ponto de aplicação de maneira a equilibrar o momento instabilizador e o momento resistente [Fig. 3.10]. As ações instabilizadoras são a força horizontal e o peso da superestrutura acrescido pelo peso do elemento da fundação (PP). Os impulsos relativos às tensões e o atrito entre o monobloco e o terreno, na base da fundação, são então as ações estabilizadoras.

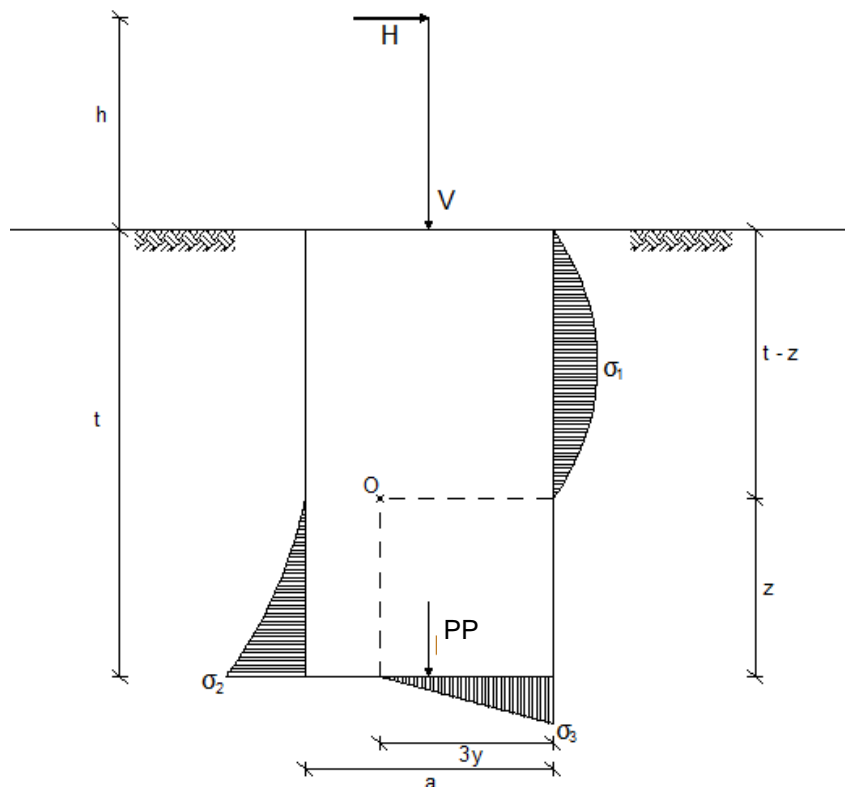


Fig. 3.10 – Ponto de rotação do monobloco pelo método de Bürklin

Este método difere ainda, em relação ao método de *Fröhlich*, na consideração da contribuição do peso das terras para o equilíbrio de forças, através de uma cunha de rotura, que varia consoante o tipo de solo. O livro *Construcciones Metálicas* (Azcúnaga, 1987) sugere alguns valores para o ângulo das cunhas de rotura ( $\beta$ ), que se apresentam na Tabela 3.7:

Tabela 3.7 – Valores do ângulo da cunha de rotura propostos por Bürklin

Tipo de solo	$\beta$ (graus) um só maciço	$\beta$ (graus) vários maciços
A) Aterros sem tratamento	5	14 a 20
B) Solos naturais:		
1. Lodos, terrenos pantanosos no geral	0	0
2. Solos não coesivos		
a) Areia fina e média, até 1 mm de grão	8 a 10	20 a 22
b) Areia grossa, de 1 a 3 mm de grão		
c) Areia com pelo menos 1/3 de volume de gravilha e cascalho até 70 mm de grão	8 a 12	20 a 25
3. Solos coesivos (argila e marga):		
a) Mole	0	0
b) Brando (facilmente amassável)	4	8 a 10
c) Rígido (difícilmente amassável)	6	14 a 16
d) Duro	8	22
e) Muito duro	10	22 a 25

As equações a seguir para este método são então as seguintes:

$$\lambda = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \quad (24)$$

$$Q = \frac{\mu P + H s}{1 + \mu^2} \quad (25)$$

$$z^2 - \frac{3}{2}(B + t)z = \frac{3Q}{2\gamma \lambda t} - \frac{t^2}{2} - \frac{3}{4}B t \quad (26)$$

$$P_1 = \frac{Q(t-z)^2}{t(t-2z)} \quad (27)$$

$$P_2 = P_1 - Q \quad (28)$$

$$P_3 = \frac{P - \mu H s}{1 + \mu^2} \quad (29)$$

$$u_1 = \mu \frac{b}{2} + \frac{t+z}{2} \quad (30)$$

$$u_2 = \mu \frac{B}{2} - \frac{z}{3} \quad (31)$$

$$y = \frac{P_1 u_1 + P_2 u_2 + P_3 \frac{B}{2} - M s}{2} \quad (32)$$

$$\sigma_3 = \frac{2P_3}{3B y} \quad (33)$$

Onde:

- $\lambda$  é um coeficiente igual ao coeficiente de impulso passivo de Rankine;
- $Q$  é a resultante do somatório da força horizontal e d atrito entre o solo e o elemento de fundação;
- $P_1$ ,  $P_2$  e  $P_3$  são as resultantes das tensões provenientes das reações do terreno, respetivamente ( $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  e  $\sigma_3$ );
- $u_1$  e  $u_2$  são as distâncias das forças ao ponto de rotação;
- $M$  é o momento atuante devido à força horizontal;
- $s$  é o fator de segurança ( $F$ ) admitido (varia consoante a situação, mas geralmente é admitido entre 1,5 e 2).

Para que a segurança seja garantida é necessário que se mobilizem as tensões no terreno e que a capacidade de carga do solo na base da fundação não seja ultrapassada. Com esse propósito é necessário verificar as seguintes condições:

$$0 \leq z \leq t$$

$$y > 0$$

$$\sigma_3 \leq F \sigma'_m$$

Em que  $\sigma'_m$  é a tensão admissível na base da fundação e pode ser obtida pela seguinte expressão empírica, proposta em apontamentos do Professor Mota Freitas (Raposo & Topa Gomes, 2010):

$$\sigma'_m \approx 100 + 50 t \quad (34)$$

Esta expressão, ainda que muito generalizada, aproxima-se do conceito clássico de tensão admissível, propondo uma evolução da mesma em profundidade (relação com  $t$  – altura do monobloco).



### 3.4.3. MÉTODO DE SULZBERGER

Este método advém de um estudo exaustivo de dimensionamento de monoblocos, por parte de Sulzberger (1945), visto este elemento ser muito utilizado para fundações de estruturas de suporte de cabos elétricos. É um método bastante utilizado na Áustria, na Suíça e na Argentina (Maciejewski, 1964).

Baseia-se sobre um princípio constatado experimentalmente, que mostrou que para rotações com um ângulo ( $\alpha$ ) inferior a 0,01, o terreno se comportaria em regime elástico. Isto permitirá obter reações das paredes do solo escavado que contrariam o efeito da rotação. A profundidade de encastramento do bloco no solo, ou seja, a definição da sua altura, vem em função da *resistência específica do solo* que não é mais do que a reação do solo em relação a uma pressão aplicada no próprio devido a uma ação externa. Esta resistência pode ser intitulada por pressão admissível, que vem em função da profundidade de entrada do bloco no solo e de um coeficiente de compressibilidade ( $C_t$ ). Este coeficiente de compressibilidade, em  $\text{kN/m}^3$ , representa a pressão que é necessária aplicar num quadrado de  $1 \text{ cm}^2$ , de um determinado solo, para que o mesmo assente  $1 \text{ cm}$  e, tal como o módulo de deformabilidade do terreno, tende a aumentar em profundidade [Fig. 3.11]. É possível fazer-se uma analogia deste coeficiente com o coeficiente de Winkler ( $K_s$ ). Este último é uma relação entre a pressão aplicada ao solo e a sua deformação –  $K_s = q/\delta$ . A evolução deste coeficiente não é linear e por isso é difícil de estimar. Obviamente a deformação varia consoante o tipo de solo, ou seja, pode-se relacionar o  $K_s$  com o módulo de deformabilidade do solo. Como se sabe também, o assentamento de uma fundação é diretamente proporcional à dimensão da base do elemento de fundação, relacionando-se assim a mesma com este coeficiente. A relação será apresentada posteriormente, focando-nos, de momento, nos valores do coeficiente de compressibilidade propostos por Sulzberger (1945). Pode admitir-se que o coeficiente de compressibilidade na base da escavação ( $C_b$ ) é ligeiramente superior ao das paredes da escavação, até  $1,2 C$  (Sulzberger, 1945).

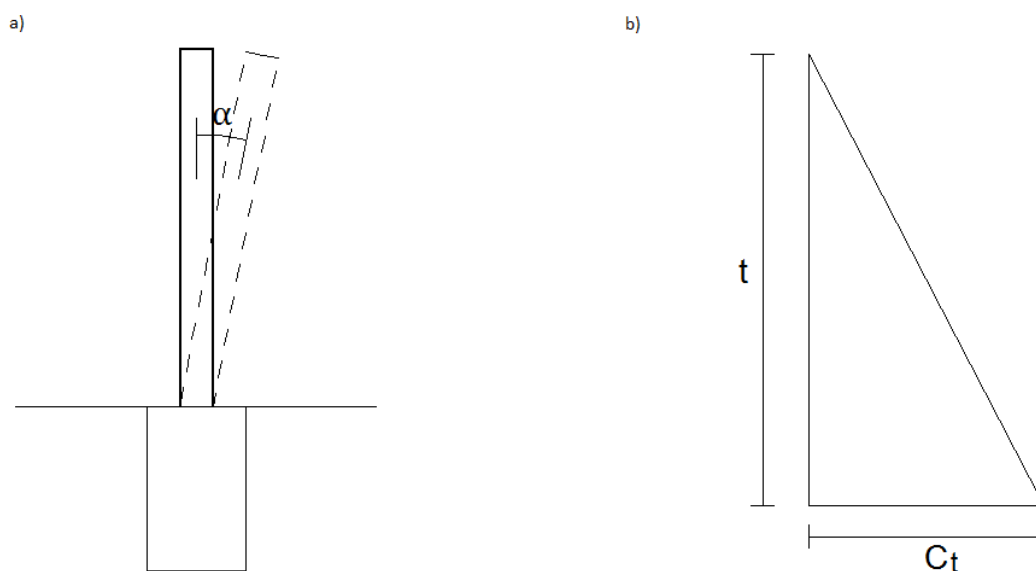


Fig. 3.11 – a) Ângulo de inclinação da torre e b) Evolução de  $C_t$  em profundidade

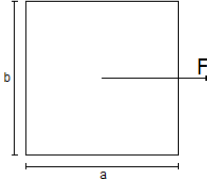
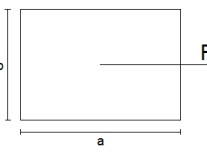
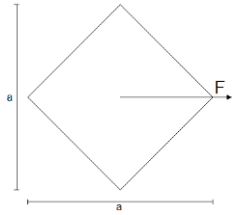
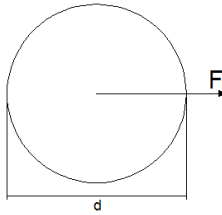
Considera-se então que resistência que se opõe à rotação da fundação separa-se em duas componentes:

1. Momento de encastramento ( $M_e$ ) – Encastramento da fundação no terreno bem como o atrito entre o betão e o solo nas paredes verticais da escavação;
2. Momento da base ( $M_b$ ) – Reação do fundo da escavação devido às cargas verticais.

A soma destes dois momentos resistentes tem que ser maior que o momento aplicado inflacionado de um coeficiente de segurança. Sulzberger (1945) recomenda no mínimo um valo de 1,5 para tal coeficiente.

As expressões de  $M_e$  e  $M_b$ , apresentadas no boletim nº 10 da *Association Suisse des Électriciens* (ASE) (Sulzberger, 1945), variam consoante a forma do bloco e o valor do deslocamento (inclinação) do mesmo. Tais expressões constam da Tabela 3.8.

Tabela 3.8 – Expressões do momento de encastramento e do momento basal consoante a forma do bloco do método de Sulzberger

Forma do bloco	Momento de encastramento ( $M_e$ )	Momento da base ( $M_b$ )
	$\tan \alpha \leq \frac{6 \mu P}{b t^2 C_t} \Rightarrow M_e = \frac{b t^3}{12} C_t \tan \alpha$	$\tan \alpha \leq \frac{2 P}{a b C_b} \Rightarrow M_b = \frac{b a^3}{12} C_b \tan \alpha$
	$\tan \alpha > \frac{6 \mu P}{b t^2 C_t} \Rightarrow M_e = \frac{b t^3}{36} C_t \tan \alpha$	$\tan \alpha > \frac{2 P}{a b C_b} \Rightarrow M_b = G \left( \frac{a}{2} - \frac{2}{3} \sqrt{\frac{P}{2 b C_b \tan \alpha}} \right)$
	$\tan \alpha \leq \frac{4,5 \mu P}{a t^2 C_t} \Rightarrow M_e = \frac{\sqrt{2} a t^3}{12} C_t \tan \alpha$	$\tan \alpha \leq \frac{\sqrt{2} P}{a^3 C_b} \Rightarrow M_b = \frac{a^4}{12} C_b \tan \alpha$
	$\tan \alpha > \frac{4,5 \mu P}{a t^2 C_t} \Rightarrow M_e = \frac{\sqrt{2} a t^3}{36} C_t \tan \alpha$	$\tan \alpha > \frac{\sqrt{2} P}{a^3 C_b} \Rightarrow M_b = G \left( \frac{\sqrt{2} a}{2} - \frac{\sqrt[3]{\frac{3 P}{C_b \tan \alpha}}}{2} \right)$
	$\tan \alpha \leq \frac{8,8 \mu P}{d t^2 C_t} \Rightarrow M_e = \frac{d t^3}{17,6} C_t \tan \alpha$	$\tan \alpha \leq \frac{5,1 P}{d^3 C_b} \Rightarrow M_b = \frac{\pi d^4}{64} C_b \tan \alpha$
	$\tan \alpha > \frac{8,8 \mu P}{d t^2 C_t} \Rightarrow M_e = \frac{d t^3}{52,8} C_t \tan \alpha$	$\tan \alpha > \frac{5,1 P}{d^3 C_b} \Rightarrow M_b = c d P$

A expressão de  $M_b$  para deslocamentos maiores que a tangente de  $\alpha$  vem em função de um gráfico da ASE que é aproximado por uma função logarítmica (Antunes, 2008), como se apresenta na Fig. 3.12.

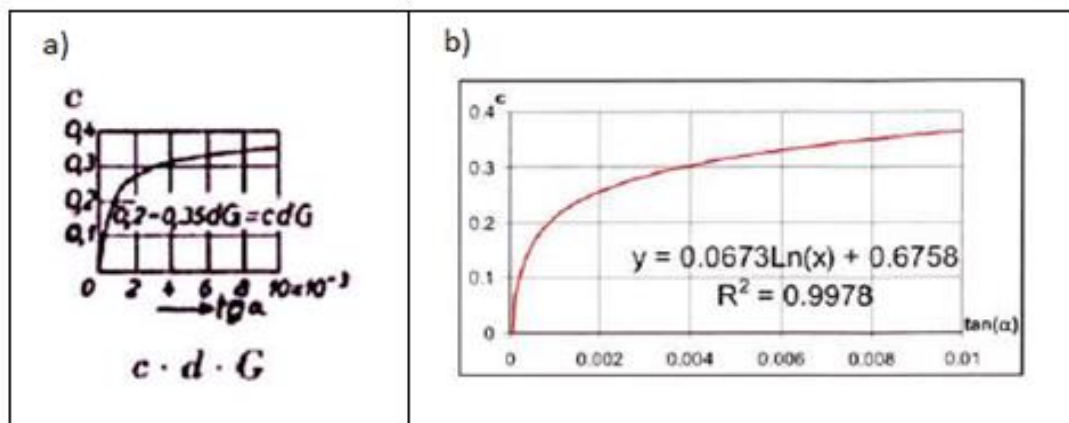


Fig. 3.12 – Gráfico respetivo ao bloco circular: a) Gráfico original (Sulzberger, 1945) e b) Aproximação logarítmica da função (Antunes, 2008)

Ficamos então com:

$$M_b = [0,0673 \times \ln(\tan \alpha) + 0,6758] d P \quad (35)$$

Este método, tal como o de *Bürklin*, considera o peso das terras através de uma cunha de rotura. O autor apresenta alguns valores para o ângulo das cunhas de rotura e para o coeficiente de compressibilidade, este último com valor de referência para uma profundidade de 2 metros.

Tabela 3.9 – Valores do ângulo da cunha de rotura e do coeficiente de compressibilidade propostos por Sulzberger

Tipo de solo	Ângulo da cunha de rotura $\beta$ [°]	Coeficiente de compressibilidade [kN/m <sup>3</sup> ]
Terreno pantanoso	5	7500
Solos argilosos	5	15000
Areia fina húmida	5	15000
Argila branda	5	30000
Argila semi-rígida	8	60000
Argila fina seca	9	75000
Argila rígida	12	100000
Areia grossa e cascalho	12	120000
Areia grossa dura	15	145000
Cascalho duro e rolado	20	145000

#### 3.4.4. COMPARAÇÃO DOS TRÊS MÉTODOS

De modo a comparar os três métodos demonstrar-se-á um exemplo prático de aplicação dos mesmos numa fundação de uma torre. Como exemplo toma-se a geometria apresentada na Fig. 3.13, onde o ponto de aplicação da força se situa a 4 metros da superfície do terreno e assume o valor de 48 kN. A carga vertical é aplicada no centro da fundação e vale 20 kN. Esta figura é baseada nos apontamentos do Professor Mota Freitas (Raposo & Topa Gomes, 2010).

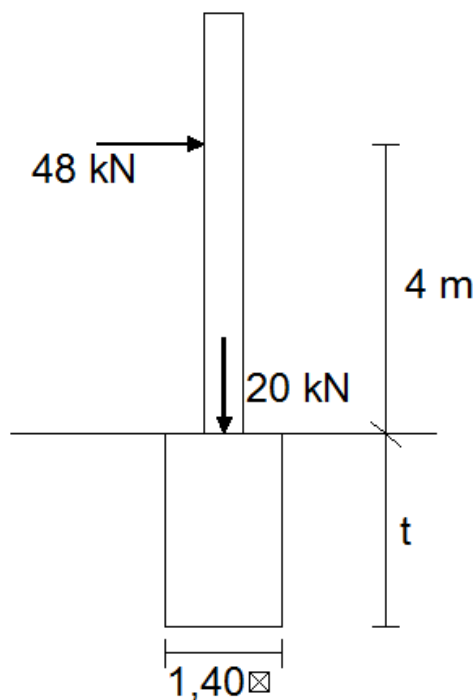


Fig. 3.13 – Geometria do exemplo da comparação dos métodos de dimensionamento de monoblocos

Assumindo que a fundação tipo monobloco tem uma altura ( $t$ ) no mínimo igual à dimensão da base ( $B$ ), o volume de betão é tanto menor quanto maior a primeira e mais pequena a segunda. Aumentando a altura, diminuindo por consequência a largura da base da fundação, é igualmente favorável havendo condicionantes espaciais no local de implantação da torre (como uma casa ou um talude próximos). Como critério de comparação adotou-se uma dimensão de base mínima igual a 1,40 m que não variará ao longo dos cálculos, sendo a única incógnita então, a altura do bloco de fundação. Os restantes valores adotados, correspondentes a uma areia comum, sendo então os seguintes:

- $\phi = 30^\circ$  e  $\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$
- $\mu = 0,4$
- $\beta = 5^\circ$
- $K = 48 \text{ kN/m}^3$
- $C_f = C_b = 15000 \text{ kPa}$

Adotar-se-á ainda um fator de segurança de 1,5, para todos os métodos. As dimensões das fundações, já otimizadas, são apresentadas na Tabela 3.10:

Tabela 3.10 – Dimensionamento da fundação segundo *método de Fröhlich* clássico

<i>Método de Fröhlich</i>						
a (=b) [m]	t [m]	PP [kN]	P <sub>terras</sub> [kN]	M <sub>TOTAL</sub> [kN.m]	M <sub>RES</sub> [kN.m]	H <sub>máx</sub> [kN]
1,40	2,30	108,2	0,0	229,0	348,0	73,1

Verificações:

$$M - 229 \times 1,5 = 344 < 348 \text{ kN.m}$$

$$H - 48 \times 1,5 = 72 < 73,1 \text{ kN}$$

Tabela 3.11 – Dimensionamento da fundação segundo *método de Bürklin* clássico

<i>Método de Bürklin</i>											
a (=b) [m]	t [m]	PP [kN]	P <sub>terras</sub> [kN]	M <sub>TOTAL</sub> [kN.m]	P <sub>1</sub> [kN]	P <sub>2</sub> [kN]	P <sub>3</sub> [kN]	z [m]	y [m]	$\sigma_3$ [kPa]	$\sigma'_m$ [kPa]
1,40	3,15	148,2	46,5	343,2	249,0	92,2	152,0	1,192	0,128	564,6	257,5

Verificações:

$$z - 0 < 1,192 < 3,20 \text{ m}$$

$$y - 0,128 > 0$$

$$\sigma_3 - 564,6 < 386,25 \text{ kPa} = 1,5 \sigma'_m$$

Tabela 3.12 – Dimensionamento da fundação segundo *método de Sulzberger* clássico

<i>Método de Sulzberger</i>									
a (=b) [m]	t [m]	PP [kN]	P <sub>terras</sub> [kN]	tg $\alpha_e$	tg $\alpha_b$	M <sub>TOTAL</sub> [kN.m]	M <sub>e</sub> [kN.m]	M <sub>b</sub> [kN.m]	M <sub>RD</sub> [kN.m]
1,40	3,40	159,9	54,9	0,0014	0,0067	301,0	390,0	75,0	465,0

Verificações:

$$M - 301 \times 1,5 = 451,5 < 465 \text{ kN.m}$$

Como se pode verificar na tabela seguinte, o método que apresenta uma solução mais económica, por uma margem ainda significativa, é o *método de Fröhlich*, enquanto os outros dois apresentam soluções com uma ordem de grandeza muito próxima. Esta diferença de resultados pode resultar de uma metodologia menos conservativa por parte do primeiro método, pois, estes últimos, são os mais utilizados no dimensionamento de fundações para torres e postes de grande envergadura. O *método de*

*Sulzberger* foi desenvolvido especificamente para torres de suporte de cabos elétricos. Em contrapartida, o *método de Bürklin* é provavelmente o mais utilizado em Portugal.

Tabela 3.13 – Comparação dos três métodos clássicos de dimensionamento de monoblocos

Método	a (=b) [m]	t [m]	PP [kN]	V <sub>betão</sub> [m <sup>3</sup> ]
<i>Fröhlich</i>	1,40	2,30	108,2	4,5
<i>Bürklin</i>	1,40	3,15	148,2	6,2
<i>Sulzberger</i>	1,40	3,40	159,9	6,7

### 3.4.5. APLICAÇÃO DO EC7

Pretende-se agora aplicar as três metodologias, associando-as ao EC7, ou seja, dando preferência a coeficientes de segurança parciais sobre os fatores de segurança globais. Pretende-se ainda tornar mais direta a utilização dos parâmetros geotécnicos do solo, visto que cada autor apresenta parâmetros de resistência, tabelados, diferentes. Isto permitirá automatizar o cálculo maioritariamente em função das características do solo, evitando o uso recorrente de tabelas de apoio.

Aplicando o EC7 teremos as seguintes mudanças:

- As ações majoradas segundo o *Eurocódigo 1* (EC1);
- O coeficiente de atrito entre o terreno e o betão e o  $K$  em função do ângulo de atrito;
- O coeficiente de compressibilidade é “substituído” pelo coeficiente de Winkler, relacionado com o módulo de deformabilidade do solo e as dimensões da base da fundação.

$$\mu = \tan \delta \quad (36)$$

$$K = K_p \times \gamma \quad (37)$$

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (38)$$

e

$$K_s = \frac{E}{B(1 - \nu^2)} \quad (39)$$

A expressão 39 (Bowles, 1996) é adaptada da expressão da qual se obtém o coeficiente de Winkler ( $K_s$ ) (Vesic, 1961). O módulo de deformabilidade do solo aumenta em profundidade com a pressão de confinamento. Isto fará com que o  $K_s$  aumente igualmente em profundidade. É possível relacionar o módulo de deformabilidade do solo com a tensão de confinamento através da seguinte expressão bilogarítmica (Janbu, 1963):

$$E = K \times p_a \times \left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right)^n \quad (40)$$

Em que:

- $p_a$  é a pressão atmosférica = 101,3 kPa;
- $\sigma_3$  é a tensão de confinamento =  $\sigma_1 \times K_0$ ;
- $K$  e  $n$  são parâmetros a determinar iterativamente, dependendo das amostras de valores disponíveis em cada caso.

Um estudo apresentado por Gomes (1998), através de resultados obtidos por ensaios *in situ*, demonstra, para um caso muito específico, os seguintes valores para  $K$  e  $n$ :

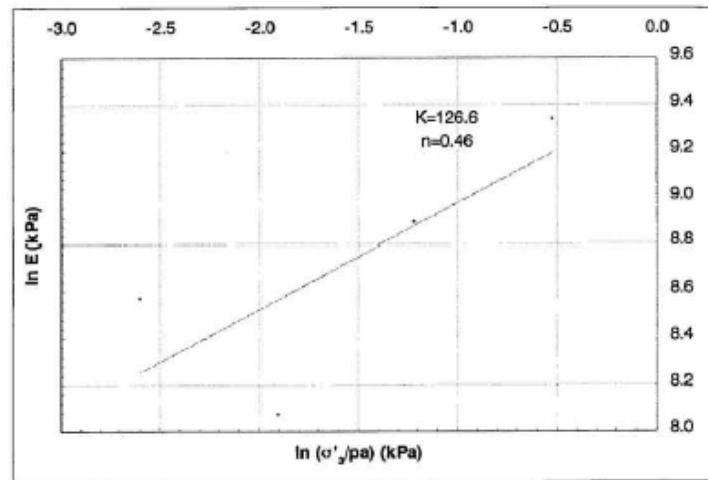
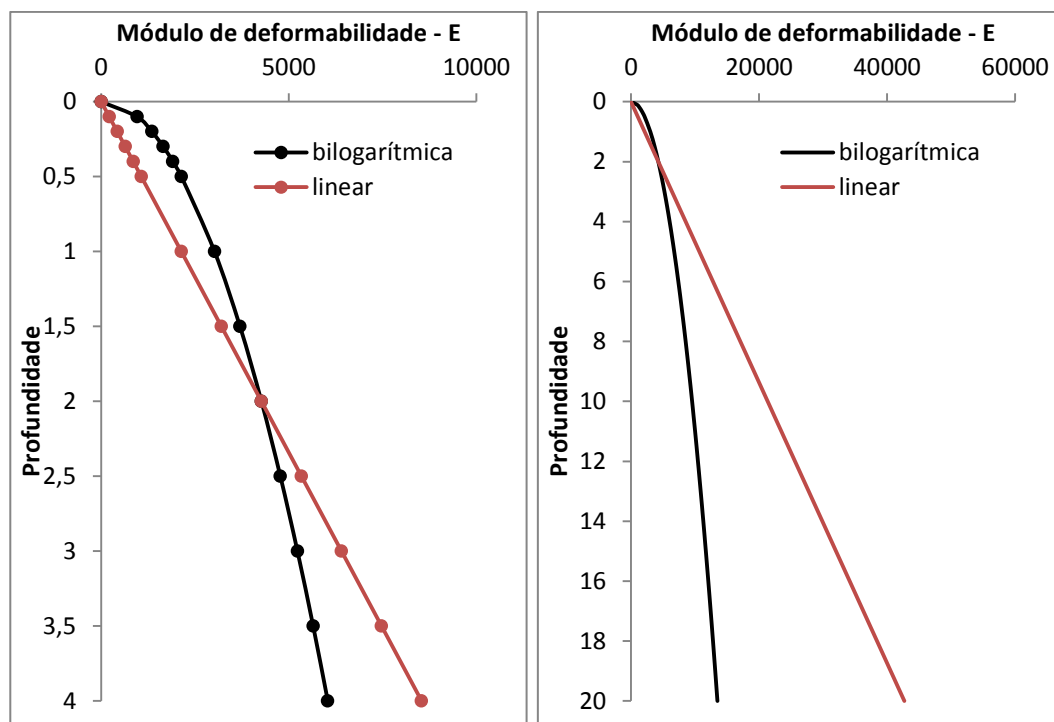


Fig. 3.14 – Determinação dos parâmetros  $K$  e  $n$  para ensaios de compressão (Topa Gomes, 1998)

Apesar da base de informação ser apenas um tratamento de dados que advém de um estudo de valores de uma obra específica, servindo apenas como exemplo, admitir-se-á  $K = 100$  e  $n = 0,5$ , para este em caso. O módulo de deformabilidade do solo aumenta logarithmicamente em profundidade, crescendo pouco a partir de uma certa profundidade. Esta processo pouco se sente no dimensionamento de fundações, pois falamos de profundidades pequenas, onde a curvatura da função logarithmica é pouco acentuada. No entanto, como se considera que o coeficiente de compressibilidade cresce linearmente em profundidade, pelo *Método de Sulzberger*, foi analisada a influência da consideração dessa linearidade em detrimento da evolução logarithmica em profundidade (expressão de Janbu). Para o efeito, considerar-se-á  $E = 4,27$  MPa, que corresponde a meia altura do elemento de fundação, neste caso o monobloco. O exemplo será efetuado considerando um monobloco com 4 m de altura e 2 m de largura, ou seja, o valor de  $E$  corresponderá à profundidade de 2 m, considerando a evolução linear do parâmetro em profundidade. A Fig. 3.15 apresenta a comparação entre a evolução do módulo de deformabilidade do solo em profundidade, considerando a mesma linear ou logarithmica.



Como se percebe na Fig. 3.15, para o dimensionamento de fundações superficiais, caso em que as profundidades atingidas são pequenas, a consideração do crescimento linear do módulo de deformabilidade do solo é perfeitamente aceitável. A partir de uma certa profundidade, a consideração do crescimento linear sobrestima largamente o parâmetro de deformabilidade em relação à curva logarítmica, como se vê no gráfico da direita.

As ações serão majoradas por um coeficiente parcial, respetivo a ações permanentes (aplicando-se apenas a este caso de estudo, pois na realidade existem ações variáveis aplicadas na estrutura). Considera-se a betonagem efetuada diretamente no terreno, portanto  $\delta = \phi$ . Para o solo entrar totalmente em estado passivo é necessário que ocorram grandes deslocamentos. Isso não será compatível com estas estruturas, que sofrem apenas pequenas rotações devido ao momento aplicado, logo, o solo solicitado estará entre o estado de repouso e o estado passivo. Por isso, para efeitos de cálculo, considerar-se-á apenas metade do valor do  $K_p$ . Para o cálculo de  $K_s$  considerou-se o crescimento linear em profundidade.

Tabela 3.14 – Valores das ações e dos parâmetros resistentes do solo segundo o EC7

EC7	V [kN]	H [kN]	$\phi$ [°]	$\mu$	K	$\beta$ [°]	$K_{s,t}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$K_{s,b}$ [kN/m <sup>3</sup> ]
Combinação 1	27,0	64,8	30,0	0,58	24,0	5,0	23548	47096
Combinação 2	20,0	48,0	24,8	0,46	20,0	5,0	23548	47096



A *Combinação 1* foi sempre a mais condicionante, por isso, os valores apresentados serão apenas o dessa combinação. Temos então as dimensões da fundação para cada método, segundo a metodologia do EC7, para o exemplo anterior:

Tabela 3.15 – Dimensionamento da fundação segundo *método de Fröhlich*, segundo EC7

<i>Método de Fröhlich</i>						
a (=b) [m]	t [m]	PP [kN]	P <sub>terras</sub> [kN]	M <sub>TOTAL</sub> [kN.m]	M <sub>RES</sub> [kN.m]	H <sub>máx</sub> [kN]
1,40	2,35	110,5	0,0	310,0	318,0	66,5

Verificações:

$$M - 310 < 318 \text{ kN.m}$$

$$H - 64,8 = 66,5 \text{ kN}$$

Tabela 3.16 – Dimensionamento da fundação segundo *método de Bürklin*, segundo o EC7

<i>Método de Bürklin</i>											
a (=b) [m]	t [m]	PP [kN]	P <sub>terras</sub> [kN]	M <sub>TOTAL</sub> [kN.m]	P <sub>1</sub> [kN]	P <sub>2</sub> [kN]	P <sub>3</sub> [kN]	z [m]	y [m]	$\sigma_3$ [kPa]	$\sigma'_m$ [kPa]
1,40	2,40	112,9	26,0	414,72,6	180,9	60,5	96,3	0,879	0,302	151,9	220,0

Verificações:

$$z - 0 < 0,879 < 2,4 \text{ m}$$

$$y - 0,302 > 0$$

$$\sigma_3 - 151,9 < 220 \text{ kPa} = \sigma'_m$$

Tabela 3.17 – Dimensionamento da fundação segundo *método de Sulzberger*, segundo o EC7

<i>Método de Sulzberger</i>									
a (=b) [m]	t [m]	PP [kN]	P <sub>terras</sub> [kN]	tg $\alpha_e$	tg $\alpha_b$	M <sub>TOTAL</sub> [kN.m]	M <sub>e</sub> [kN.m]	M <sub>b</sub> [kN.m]	M <sub>RD</sub> [kN.m]
1,40	3,25	152,9	49,8	0,0014	0,0022	404,0	314,0	97,0	411,0

Verificações:

$$M - 400 < 411 \text{ kN.m}$$

Aplicando o EC7, o método que apresenta uma solução mais económica continua a ser o *método de Fröhlich*, mas os resultados do *método de Bürklin* aproximam-se bastante do primeiro.

Continua a haver uma significativa disparidade de valores entre os métodos mencionados acima e o *método de Sulzberger*. A justificação para esta diferença pode ser a mesma que se deu no ponto

anterior. No entanto, acresce o facto de se considerar o módulo de deformabilidade do solo constante em profundidade, o que por consequência fará com que a compressibilidade do terreno também o seja.

Tabela 3.18 – Comparação dos três métodos de dimensionamento de monoblocos, segundo o EC7

Método	a (=b) [m]	t [m]	PP [kN]	V <sub>betão</sub> [m <sup>3</sup> ]
<i>Fröhlich</i>	1,40	2,35	110,5	4,6
<i>Bürklin</i>	1,40	2,40	112,9	4,7
<i>Sulzberger</i>	1,40	3,55	152,9	6,4

Passando agora à comparação entre o modelo clássico de cálculo e a adaptação do mesmo ao EC7 e tendo como base apenas o estudo anterior, comprova-se que a adaptação, de um modo geral, otimizou as soluções. No entanto, os coeficientes do EC7 ainda estão a ser calibrados, visto que o estudo, principalmente em elementos como os monoblocos, ainda foram pouco testados. Recomenda-se a utilização dos coeficientes do Eurocódigo pois os mesmos provêm da norma em vigor (até por uma questão de precaução). Não se notou grandes alterações no *método de Fröhlich* nem no *método de Sulzberger*, podendo a justificação encontrar-se nos parâmetros utilizados. Como foi referido, no *método de Sulzberger* a compressibilidade admite-se constante, segundo a adaptação do método ao EC7. Quanto ao primeiro método mencionado acima, apenas o *K* sofre alteração, o que não interfere significativamente nos cálculos finais.

Tabela 3.19 – Comparação dos três métodos entre o modelo de cálculo clássico e o EC7

Método		a (=b) [m]	t [m]	PP [kN]	V <sub>betão</sub> [m <sup>3</sup> ]
<i>Fröhlich</i>	Clássico	1,40	2,30	108,2	4,5
	EC7	1,40	2,35	110,5	4,6
<i>Bürklin</i>	Clássico	1,40	3,15	148,2	6,2
	EC7	1,40	2,40	112,9	4,7
<i>Sulzberger</i>	Clássico	1,40	3,40	159,9	6,7
	EC7	1,40	3,25	152,9	6,4

# 4

## CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

### 4.1. INTRODUÇÃO

Como foi já referido, o solo é um material muito complexo. O comportamento dos vários tipos de solo é variado e difícil de estimar. É então importante uma boa prospeção geotécnica e complementar esse estudo com o conhecimento *a priori* do comportamento de solos semelhantes, obtidos de ensaios prévios, da experiência profissional, de cartas geológicas do local, relatórios, fotografias, entre outros.

É possível encontrar uma heterogeneidade elevada aquando do ensaio de um solo num dado local. Percebe-se então que quantos mais ensaios e quanto melhor a qualidade desses ensaios, melhor é o conhecimento obtido. Alguns ensaios geotécnicos detêm um custo elevado, o que muitas vezes contribui para inviabilizar a sua utilização. A implantação de uma torre num dado local cinge-se, normalmente, a uma pequena área de terreno e muitas vezes apresenta uma repetição estrutural, ou seja, torres idênticas repetidas ao longo de um certo percurso. No entanto, como se visualiza em torres de suporte de cabos elétricos, essa repetição prolonga-se por vários quilómetros onde a variação do terreno pode ser muito significativa. É então importante a realização de ensaios *in situ* de modo a caracterizar o solo de implantação, pelo menos numa distância entre torres previamente definida, consoante o risco e o conhecimento dos locais de implantação.

É ainda muito relevante a informação *a priori* que se consegue obter sobre o solo em estudo ou sobre solos semelhantes, pois poderá servir de base ao estudo geotécnico e a posteriores comparações de casos semelhantes. É fundamental perceber se essa informação é bem fundamentada (de qualidade) e procurar encontrar a incerteza dos valores apresentados. Para o efeito deve-se recorrer a dados estatísticos que comprovem a fiabilidade da informação obtida em ensaios através da variação de resultados (SFTLT, 1987). Enfatiza-se mais uma vez que a comparação é efetuada entre solos e condições semelhantes. Uma maior quantidade de estudos geotécnicos, aliada a uma boa qualidade dos mesmos, pode contribuir favoravelmente para a segurança adquirida no dimensionamento da estrutura e pode ainda contribuir, de forma vantajosa, a nível económico, poupando-se uma prospeção mais afincada em alguns casos.

As normas europeias baseiam-se já nos parâmetros geomecânicos dos solos no âmbito das fundações de estruturas e a utilização dos mesmos permite uma flexibilidade acrescida em relação ao uso de coeficientes de segurança, apresentando um coeficiente para cada componente de cálculo intrínseca ao dimensionamento.

## 4.2. ESTUDOS GEOTÉCNICOS RECOLHIDOS PELA EMPRESA

Existe uma panóplia de ensaios realizáveis para caracterização geotécnica do terreno. Desde sondagens com ou sem recolha de amostra, ensaios dinâmicos e estáticos que permitem estimar a resistência de um dado estrato, ensaios sísmicos. Cada um mais ou menos ajustável às informações que se pretendem obter do terreno, sendo que a preferência entre um ensaio ou outro provém maioritariamente de questões económicas e de localização geográfica. Por exemplo, em França, o pressiómetro de Ménard é um ensaio recorrente quando se pretende obter a resistência de um solo de fundação, o que se percebe visto ser da autoria de um oriundo do país referido. Comprova-se de facto a abundante utilização do pressiómetro em França em vários estudos geotécnicos consultados, respetivos ao projeto de torres da Metalgalva nesse país.

É importante o detalhe apresentado num estudo geotécnico em relação à classificação e definição do solo e à realização dos ensaios que serviram de base para essa classificação. Foi realizada uma recolha de estudos geotécnicos fornecidos à empresa, que serviram de base a projetos de fundação para torres e postes desenvolvidos pela Metalgalva, com o intuito de perceber até que ponto se dá importância à prospeção geotécnica e qual a quantidade e qualidade dos dados apresentados. O número de estudos geotécnicos demonstrou-se pequeno, o que por si só já é um dado relevante para este estudo. Em grande parte dos projetos, a prospeção geotécnica consta apenas de uma observação visual do terreno, da qual se classifica o solo por tipos de terreno pré-designados como solos tipo. Esta prática leva a um fraco conhecimento do solo de fundação, o que por consequência pode levar a um dimensionamento muito conservativo, ou seja, maior custo ou a um cenário mais gravoso em que se subdimensiona a fundação, levando a futuros colapsos e riscos consideráveis.

A Tabela 4.1 apresenta os estudos geotécnicos (a que se teve acesso) fornecidos à empresa entre 2010 e 2013. Algumas considerações retiradas da análise deste estudo são:

- Metade dos casos continha informação muito pobre, apresentando apenas um gráfico de um ensaio;
- A maioria ainda se baseia na tensão admissível, em detrimento a parâmetros de resistência e deformabilidade do solo, sendo que, em doze estudos geotécnicos, apenas três apresentam parâmetros resistentes e apenas um apresenta parâmetros de deformabilidade;
- Os valores da tensão admissível, ou resistência do terreno (como é normalmente considerada), bem como dos parâmetros de resistência do solo (quando são descritos no relatório), são apresentados em intervalos, usualmente divididos consoante a estratificação encontrada no terreno;
- Nenhum dos elementos escritos apresenta correlações que permitam obter parâmetros geotécnicos do solo, a partir do(s) ensaio(s) realizado(s);
- Um dos estudos classifica a resistência à capacidade de carga de um solo através de um ensaio CBR, que consiste na penetração de uma parcela do solo em análise; este ensaio classifica os solos em termos de qualidade e utilidade através da percentagem de pressão necessária para penetrar uma certa espessura de solo, pelo que não é o mais indicado para definir a capacidade de suporte de um dado solo;
- Apenas dois estudos apresentam ensaios CPT, predominando os ensaios de penetração dinâmica.

Com estes dados, ainda que poucos, percebe-se que a preocupação de um bom conhecimento do solo é ainda precária.

Tabela 4.1 – Informação sobre estudos geotécnicos fornecidos à Metalgalva

Data	Local	Tipo de projeto	Ensaio	Parâmetros de resistência e deformabilidade	Observações
sem data	Tafe, Algarve, Portugal	Poste de iluminação	1 penetração dinâmica	Não apresenta nenhum	Só apresenta gráfico da resistência de ponta
Maio de 2010	Praia da Fonte da Telha, Almada/ Sesimbra, Portugal	Torre Radar com 20 m de altura	Sondagem; Penetração dinâmica pesada	Peso específico ( $\gamma$ ); Ângulo de atrito ( $\phi'$ ); Coesão ( $c'$ ); Módulo de deformabilidade ( $E'$ )	Apresenta informação sobre o solo predominante na zona, através de cartas geotécnicas; apresenta tensão admissível dos estratos bem como os parâmetros geotécnicos dos mesmos
Setembro de 2010	Málaga, Espanha	Torre meteorológica para parque eólico com 75 m de altura	1 penetração dinâmica pesada tipo Borros (seção do pilão quadrada)	Não apresenta nenhum	Não apresenta informação prévia do solo no local; formulação bem fundamentado; ensaio detalhado
Setembro de 2010	Bucareste, Roménia	Parque solar	Sondagem	Peso específico ( $\gamma$ )	Apresenta informação sobre o solo predominante na zona, através de cartas geotécnicas; formulação bem fundamentado; gráfico com estratificação; fornece apenas tensão admissível
Outubro de 2010	Pitești, Roménia	Parque solar	11 CPT's	Não apresenta nenhum	Não apresenta informação prévia do solo no local; gráfico com estratificação
Janeiro de 2011	Praia de Mira, Portugal	Torre de comunicação com 20 m	2 ensaios de carga em placa	Não apresenta nenhum	Não apresenta informação prévia do solo no local; ensaio detalhado; fornece apenas tensão admissível
Janeiro de 2011	Beaford, Devon, Reino Unido	Parque solar	Sondagem; 5 SPT's; 4 TRL DCP; Ensaios de classificação em laboratório - CBR	Não apresenta nenhum	Apresenta informação muito detalhada sobre o solo predominante na zona, através de cartas geotécnicas e fotos do terreno; gráfico com estratificação
2012	Maputo, Moçambique	Poste de transmissão de energia	3 Sondagem; 3 SPT's; 4 CPT's; 5 Penetrações dinâmicas leves	Não apresenta nenhum	Não apresenta informação prévia do solo no local; grande número de ensaios bem detalhados; apresenta curvas granulométricas e análise química da água e do solo; gráfico com estratificação
Maio de 2012	Rennes, França	Torre de telecomunicação com 25 m de altura	1 Sondagem; 4 PMT	Peso específico ( $\gamma$ ); Ângulo de atrito ( $\phi'$ ); Coesão ( $c'$ )	Apresenta informação sobre o solo predominante na zona, através de cartas geotécnicas; ensaio bem detalhado; formulação bem fundamentado; gráfico com estratificação; fornece apenas tensão admissível
Juho de 2012	Longueil Sainte Marie, França	Torre de telecomunicação com 30 m de altura	1 Sondagem; 1PMT	Não apresenta nenhum	Apresenta informação detalhada sobre o solo predominante na zona, através de cartas geotécnicas; gráfico com estratificação; apresenta tensão admissível dos estratos bem como os parâmetros geotécnicos dos mesmos
Novembro de 2012	Lille, França	Torre de telecomunicação com 25 m de altura	1 Sondagem; 1 Penetração dinâmica	Peso específico ( $\gamma$ ); Ângulo de atrito ( $\phi'$ ); Coesão ( $c'$ )	Apresenta informação sobre o solo predominante na zona, através de cartas geotécnicas; gráfico com estratificação; apresenta tensão admissível dos estratos bem como os parâmetros geotécnicos dos mesmos
Fevereiro de 2013	Courville-Sur-Eure, França	Torre de telecomunicação com 20 m de altura	Sondagens; 2 Penetrações dinâmicas	Não apresenta nenhum	Apresenta informação sobre o solo predominante na zona, através de cartas geotécnicas; fornece apenas tensão admissível

### 4.3. ENSAIOS TÍPICOS

Grande parte dos ensaios mais comuns permitem estabelecer relações com parâmetros de resistência e deformabilidade do solo. Irá fazer-se uma breve descrição de alguns ensaios, utilizados em estudos geotécnicos que serviram de base ao dimensionamento de fundações de torres e postes projetados pela Metalgalva.

#### 4.3.1. ENSAIO DE PENETRAÇÃO DINÂMICA (SPT)

Estes ensaios são os mais utilizados em todo o mundo para a estratificação do terreno. Apresentam a vantagem de acompanhar os furos de sondagem efetuados no terreno. Sempre que se realiza o furo de sondagem é posteriormente – depois de limpo o fundo do mesmo – cravado um amostrador normalizado, através de pancadas aplicadas ao solo, onde se contabiliza o número de golpes ( $N$ ) e o comprimento que o amostrador penetrou no terreno. O ensaio divide-se em duas fases: a primeira onde se crava o amostrador até 15 cm, que não é contabilizada nos resultados finais do ensaio pois serve apenas para ultrapassar a camada de solo “superficial”, remexida pela realização do furo de sondagem e a segunda fase, onde se crava o amostrador em duas camadas de 15 cm ( $15 + 15 = 30$  cm). Caso não se atinja os 45 cm totais ao final de 60 pancadas (em Portugal é comum contabilizar-se até 60 pancadas), o ensaio é interrompido, normalmente considerando-se a presença de um firme com boa resistência. Este ensaio permite ainda a recolha de amostras remexidas no interior do amostrador que é cravado no solo.

Até haver normalização que uniformizasse e permitisse comparar ensaios SPT, os mesmos eram realizados de modo diferente e com características físicas relacionadas com o equipamento variadas. Essas comparações dão-se através de uma relação do número de pancadas com a energia transmitida ao trem de varas do equipamento ( $E$ ). É então necessário aplicar certas correções ao valor de  $N$  obtido do ensaio em campo. Os fatores e correção aplicam-se à energia, às grandezas físicas do mesmo e à variação de resistência do solo em profundidade.

Existem correlações semi-empíricas, devidamente fundamentadas, que permitem, através dos resultados de ensaios SPT, obter características mecânicas dos solos. Uma correlação importante é apresentada por Matos Fernandes (2011), adaptada de Hatanaka & Uchida (1996), que relaciona os resultados normalizados do SPT com o ângulo de atrito de areias. A expressão, que provém do gráfico apresentado na Fig. 4.1, é a seguinte:

$$\phi' = [15,4 \times (N_1)_{60}]^{0,5} + 20^\circ \quad (41)$$

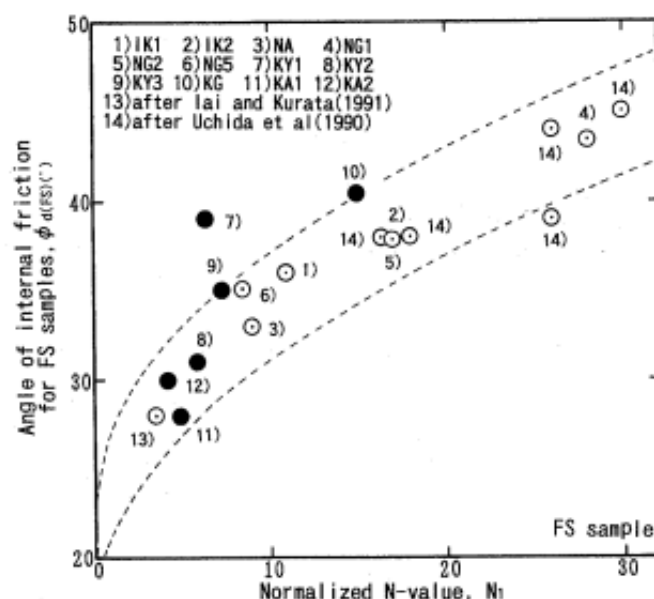


Fig. 4.1 – Relação entre o ângulo de atrito interno de areias e o valor normalizado do SPT (Hatanaka & Uchida, 1996)

O módulo de deformabilidade é um parâmetro de difícil obtenção, pois varia bastante de solo para solo e requer ensaios específicos que garantam uma boa definição do mesmo. Existem correlações entre o o SPT e este parâmetro. Bowles (1996) apresenta uma tabela com várias expressões que determinam o módulo de deformabilidade de alguns tipos de solo, a partir do número de pancadas obtidas no ensaio SPT. Estes valores são apresentados na Tabela 4.2. O  $N$  corresponde ao número de pancadas corrigido do SPT.

Tabela 4.2 – Módulo de deformabilidade dos solos, baseado em ensaios SPT (Bowles, 1996)

Tipo de solo	Correlação - SPT
Areia normalmente consolidado	$E_s = 500 (N + 15)$
	$E_s = 7000 (N)^{1/2}$
	$E_s = 6000 N$
Areia Saturada	$E_s = (15000 \text{ a } 22000) \cdot \ln(N)$
	$E_s = 250 (N + 15)$
Areias, todas (normalmente consolidada)	$E_s = (2600 \text{ a } 2900) N$
Areia sobreconsolidada	$E_s = 40000 + 1050 N$
Areia com cascalho	$E_s = 1200 (N + 6)$
	$E_s = 600 (N + 6) \quad N \leq 15$
	$E_s = 600 (N + 6) + 2000 \quad N > 15$
Areia argilosa	$E_s = 320 (N + 15)$
Siltes, silte arenoso ou silte argiloso	$E_s = 300 (N + 6)$

#### 4.3.2. ENSAIOS COM PENETRÓMETRO DINÂMICO (DP)

Os ensaios com penetrómetros dinâmicos são ensaios muito semelhantes aos ensaios SPT. Consistem, de igual modo, em determinar o número de pancadas ( $N$ ), através da queda em altura ( $H$ ) de um pilão de massa ( $M$ ), necessários para se atingir um certo comprimento de penetração no terreno ( $L$ ) – 20 cm. O conjunto do equipamento do referido pilão, consiste num batente ( $B$ ) com ponta cónica de área ( $S$ ), ligado a um trem de varas ( $i$ ), de massa ( $V$ ).

É um dos ensaios mais antigos no âmbito da prospeção geotécnica e apresenta uma solução de fácil execução, adaptável a vários tipos de solos e de baixo custo. É um ensaio que se divide em quatro categorias – ligeiro, médio, pesado e superpesado – consoante a massa do batente, como se pode ver na Tabela 4.3. A escolha da categoria do ensaio provém do tipo de solo que se pretende estudar. Como se percebe, o penetrómetro leve será mais apropriado para solos brandos enquanto na presença de um solo mais confinado, será necessária a utilização de um batente mais pesado, de modo a obter resultados coerentes e minimamente fidedignos.

Tabela 4.3 – Categorias de ensaios com pressiómetro dinâmico (Matos Fernandes, 2011)

Tipo	Sigla	Massa do batente [kg]	Altura de queda [m]
Ligeiro	DPL	$M \leq 10$	$H = 0,50$
Médio	DPM	$10 \leq M \leq 40$	$H = 0,50$
Pesado	DPH	$40 \leq M \leq 60$	$H = 0,50$
Superpesado	DPSH	$M > 60$	$H = 0,75$

Ainda relacionado com as premissas anteriores, principalmente com o facto de ser um ensaio antigo, é possível encontrar-se uma grande variedade de equipamentos com características diferentes. Foi então necessário normalizar as características desses equipamentos com o objetivo de se obter comparações fiáveis entre ensaios do mesmo género.

É um ensaio que serve para diferenciar genericamente os tipos de materiais – desde material fino, à camada mais resistente em profundidade (firme) – através da resistência à penetração do solo (número de pancadas). Desempenha então a principal função de definir estratos de materiais num dado maciço, obtendo-se assim um perfil geotécnico apropriado. Para interpretação de resultados é comum utilizar-se a energia específica por pancada ( $E_{DP}$ ), obtida pela seguinte expressão:

$$E_{DP} = \frac{M \times g \times H}{S} \quad (42)$$

Não existem métodos apropriados para interpretação teórica de resultados deste tipo de ensaios e, apesar da semelhança deste ensaio ao SPT, as correlações entre este último e o CPT não têm fiabilidade para o ensaio DP. No entanto, por vezes, compara-se a resistência de ponta ( $q_c$ ) do ensaio CPT com a resistência dinâmica ( $R_d$ ) do ensaio com penetrómetro dinâmico, considerando-as com igual valor. Mais uma vez, não é a estimativa mais correta pois é baseada na comparação entre um ensaio dinâmico e um ensaio estático.



$$R_d = \frac{M^2 \times H \times N}{A \times S (M+B+i+V)} \quad (43)$$

Caso se utilize a categoria DPSH, é possível correlacionar-se este ensaio com o SPT, ainda que com algumas restrições e baseado em comparações de resultados de ensaios em obra (deve-se portanto estabelecer comparações em cada obra, tentando viabilizar estas correlações), relacionando-se número de pancadas ( $N$ ) dos dois ensaios. Viana da Fonseca (1996) apresenta duas correlações, com base em relações energéticas, que variam consoante a área considerada do amostrador de Terzaghi. A expressão 44 considera toda a área do amostrador – o que equivale ao mesmo estar aberto. A expressão 45 considera apenas a área da secção transversal do amostrador (forma cónica – equivalente ao mesmo estar fechado). Viana da Fonseca (1996) refere que para valores de SPT reduzidos ( $NSPT < 12$ ), o que normalmente corresponde a pequenas profundidades, a consideração da área da secção transversal do amostrador se mostra razoável (Viana da Fonseca, 1996).

$$\frac{N_{SPT}}{N_{DP}} = 1,5 \quad (44)$$

$$\frac{N_{SPT}}{N_{DP}} = 0,8 \quad (45)$$

Gomes (1998) fez um estudo a partir de ensaios DPSH e SPT, efetuados num troço do túnel do Largo do Carregal, no Porto, onde comparou a relação entre os valores de  $N$  destes dois ensaios. Apesar do estudo se basear em poucas amostras, obteve resultados que corroboram com os obtidos num estudo semelhante por parte de Viana da Fonseca (1996), em solos residuais de Granito do Porto. Os resultados são apresentados na Fig. 4.2.

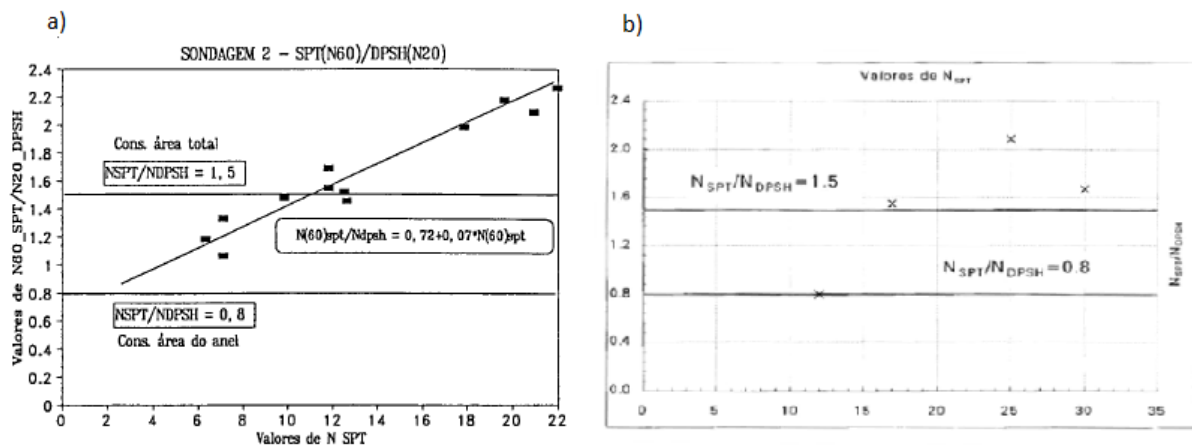


Fig. 4.2 – Relação entre  $N_{SPT}$  e  $N_{DPSH}$ : a) Valores de solos residuais de Granito do Porto (Viana da Fonseca, 1996) e b) Túnel do Largo do Carregal (Topa Gomes, 1998)

De um modo geral, conclui-se que para solos pouco resistentes e à superfície a relação tenderá a ser mais próxima de 0,8 e para os restantes, tenderá a ser 1,5. Tratando-se de fundações superficiais opta-se então pela primeira relação.

### 4.3.3. ENSAIO COM PRESSIÓMETRO DE MÉNARD (PMT)

Este ensaio, como foi já referido é de comum utilização em França. Permite a obtenção da resistência do terreno em profundidade através de uma pressão aplicada ao solo. O equipamento utilizado consta de uma sonda constituída por três células de borracha cilíndricas: duas células de guarda, na parte superior e inferior da sonda, que têm como objetivo restringir as deformações verticais e a célula de medida. Esta última é o elemento que aplica a pressão lateral ao terreno através da expansão da cavidade cilíndrica, que aumenta devido à injeção de água na célula. A sonda é introduzida num furo previamente realizado e com dimensão suficiente para o efeito. O furo apresenta um diâmetro menor do que os furos de sondagem, tornando-se inviável o aproveitamento dos últimos para este ensaio. Ao longo do ensaio é medida a variação de pressão ( $\Delta p$ ) e as deformações do solo, que é apresentada pela variação de volume ( $\Delta v$ ).

Através das variações de volume e de pressão observadas e considerando que o terreno se deforma em regime elástico, obtém-se o módulo de distorção do solo ( $G_{PMT}$ ) e por consequência um módulo de Young do terreno denominado por módulo pressiométrico ( $E_{PMT}$ ). As expressões são as seguintes:

$$G_{PMT} = V_{méd} \frac{\Delta p}{\Delta v} \quad (46)$$

$$E_{PMT} = 2 (1 + \nu) G_{PMT} \quad (47)$$

Os resultados finais obtidos pelo ensaio PMT são então o módulo de deformabilidade do solo ( $E_{PMT}$ ) e a pressão limite ( $p$ ). Não é o ensaio mais apropriado à obtenção dos parâmetros geotécnicos do terreno porque o solo ensaiado foi previamente remexido, devido à pré-furação, mas apresenta uma boa solução para estudo de solos muito rijos e de rochas brandas, pois são solos que apresentam menos perturbação depois de efetuado o furo e onde ensaios como o SPT e o CPT não são aplicáveis (Matos Fernandes, 2011).

O módulo pressiométrico ( $E_p$ ) não corresponde diretamente ao módulo de deformabilidade do terreno ( $E$ ), apresentando-se menor do que o segundo. As razões (Briaud, 1992) devem-se:

- ao primeiro corresponder a um módulo de deformação muito pequeno, próximo do inicial, que se traduz em grandes deformações, o que engloba zonas plastificadas;
- a considerar que os valores apresentados em estados de tensão de compressão e de extensão são semelhantes, o que normalmente não acontece;
- a perturbações devido à abertura do furo, o que leva a valores conservativos; a espessura da zona perturbada atinge cerca de 41% do raio inicial do furo, o que se traduz num valor do módulo cerca de 25% menor do que o real;
- à relação entre o comprimento e o diâmetro da sonda que subestima o valor correspondente a uma condição verdadeiramente axissimétrica;
- ao tempo de medição do módulo pressiométrico, que é de 2 min, quando a fundação carrega o solo até 50 anos; com a fluência o módulo do solo pode variar significativamente, em relação ao apresentado.

De modo a transformar o módulo pressiométrico em módulo de deformabilidade sugere-se a aplicação de um coeficiente reológico  $\alpha$ , segundo a seguinte expressão:

$$E = \frac{E_{PMT}}{\alpha} \quad (48)$$

Os valores de  $\alpha$  dependem do tipo de solo e dos resultados obtidos no próprio ensaio. A Tabela 4.4 contém os valores de  $\alpha$ , sugeridos por Ménard e Rousseau, revistos recentemente (Baud & Gambin, 2013). Os valores são os seguintes:

Tabela 4.4 – Coeficiente reológico  $\alpha$  para cada tipo de solo (Baud & Gambin, 2013)

Tipo de solo	Turfa		Argila		Silte		Areia		Tipo de solo	
	E / p <sub>i</sub> *	$\alpha$	E / p <sub>i</sub> *	$\alpha$	E / p <sub>i</sub> *	$\alpha$	E / p <sub>i</sub> *	$\alpha$	E / p <sub>i</sub> *	$\alpha$
Sobreconsolidado		1	> 16	1	> 14	2/3	> 12	1/2	> 10	1/3
Normalmente consolidado	Todos os valores	1	9 - 16	2/3	8 - 14	1/2	7 - 12	1/3	6 - 10	1/4
Subconsolidado, molhado ou remexido		1	7 - 9	1/2	5 - 8	1/2	5 - 7	1/3	< 6	1/4

Como foi referido no ponto 3.3.1, existem ainda métodos de dimensionamento de fundações superficiais através dos resultados obtidos pelo ensaio PMT. Esta metodologia, conhecida como *Método Francês*, utiliza o valor da pressão limite em profundidade obtida pelo ensaio mencionado, encontrando uma altura de encastramento que influencia a capacidade de carga do terreno e pode ser encontrada, de forma resumida, no Anexo E do EC7. Explicação sucinta encontra-se no ponto referido anteriormente.

#### 4.3.4. ENSAIO COM CONE-PENETRÓMETRO HOLANDÊS (CPT/CPTU)

O ensaio CPT consiste na cravação contínua de uma ponteira metálica no terreno, por meio de um sistema hidráulico. Engloba-se portanto na categoria de ensaio estático. As grandes vantagens em relação ao SPT são a obtenção automatizada das informações/resultados do ensaio e, como principal vantagem, permitir obter-se parâmetros resistentes, em relação à penetração e correlacioná-los com características mecânicas do solo.

O CPT é um ensaio imensamente completo, rápido e de fácil repetição, que permite obter variadíssima informação tanto em solo coesivos como em solos atríticos. Permite ainda correlacionar resultados com variadíssimos ensaios, como o SPT, o PMT, entre outros. Ainda não é um ensaio muito utilizado, proporcionalmente às vantagens que oferece, mas tem-se notado uma crescente preocupação na sensibilização ao uso do mesmo, dentro do panorama geotécnico. Por exemplo, houve um aumento significativo do uso deste ensaio na América do Norte (Robertson, 2009).

As principais informações recolhidas do ensaio são a resistência de ponta ( $q_c$ ), a resistência lateral atrítica ( $f_s$ ) e, caso o ensaio seja não drenado (*undrained* – CPTU), a pressão neutra ( $u$ ). O software permite ainda o cálculo da razão atrítica –  $R_f = f_s/q_c \times 100$  – que traduz a importância da resistência lateral do solo em relação à sua resistência de ponta. Através da chamada *Abordagem unificada* de Robertson (2009), adimensionando-se previamente os valores, é possível obter-se analiticamente qualquer característica do solo, dentro dos tipos apresentados pelo autor, através de correlações. Os valores são adimensionados, generalizando assim o cálculo e possibilitando a construção dos ábacos da Fig. 4.3. As expressões 49, 50 e 51 dos valores que são a base desta abordagem são as seguintes:

$$Q_t = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \quad (49)$$

$$F_r = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{v0}} \times 100 \quad (50)$$

$$B_q = \frac{\Delta u}{q_t - \sigma_{v0}} \quad (51)$$

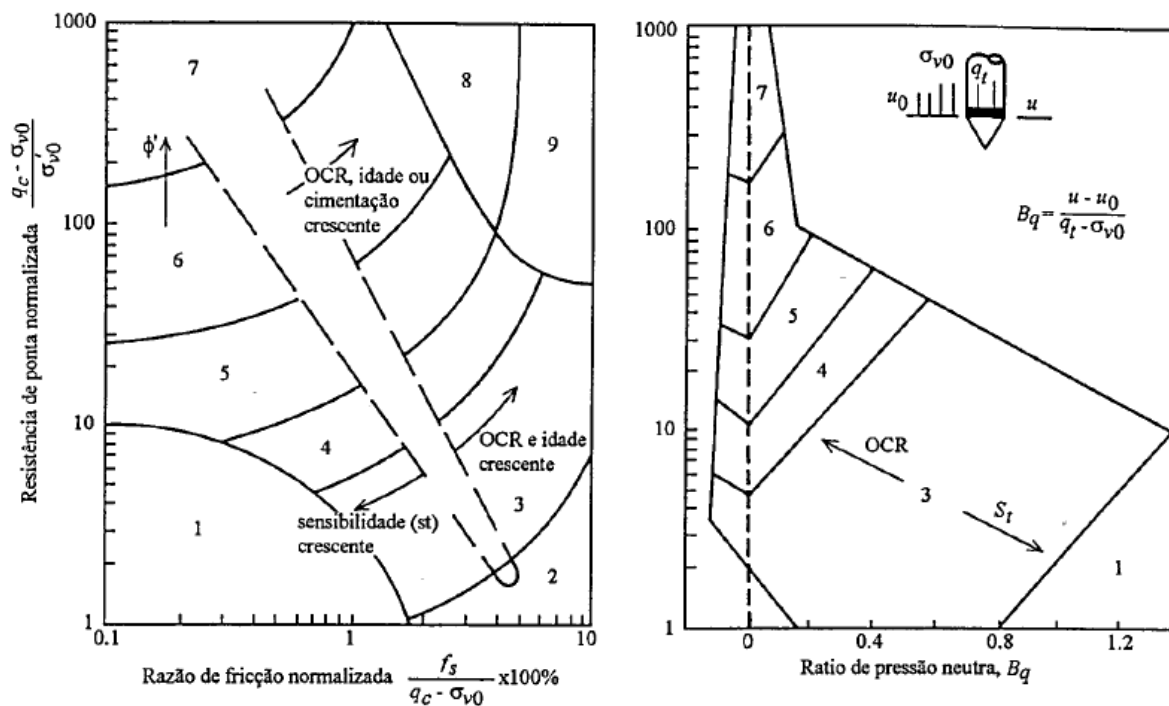


Fig. 4.3 – Ábaco de classificação baseado nos parâmetros normalizados do ensaio CPT (Robertson, 1990)

Os ábacos apresentados na Fig. 4.3 agrupam vários tipos de solo por semelhança das suas características mecânicas, classificando um dado solo consoante os valores dos parâmetros adimensionais obtidos. Os vários tipos de solo definidos por esta abordagem são enumerados na Tabela 4.5 e correspondem à numeração visível nos ábacos mencionados.

Tabela 4.5 – Classificação do tipo de solo baseado nos parâmetros normalizados do CPT (Viana da Fonseca, 2013)

	Tipo de solo	$I_c$
1	Solos finos sensíveis	N/A
2	Solos orgânicos - turfa	> 3,6
3	Argilas a argilas siltosas	2,95 - 3,6
4	Siltes argilosos a argilas siltosas	2,6 - 2,95
5	Areias siltosas a siltes arenosos	2,05 - 2,6
6	Areias limpas a areias siltosas	1,31 - 2,05
7	Areias com cascalho a areias	< 1,31
8	Areias muito compactas a areias argilosas *	N/A
9	Solos finos a muito duros *	N/A

\* fortemente sobreconsolidados ou cimentados

Esta classificação é dada através de um parâmetro adimensional designado por *Índice de comportamento* ( $I_c$ ), que permite, através de formulação normalizada, caracterizar os parâmetros de resistência e deformabilidade do solo. Este parâmetro é definido por um processo iterativo através do parâmetro de grupo ( $Q_m$ ) e um parâmetro adimensional ( $n$ ) – parâmetros dependentes entre si. Esta formulação pode ser encontrada no artigo *Interpretation of cone penetration tests – a unified approach*, 2009 de Robertson. As expressões principais são as seguintes:

$$I_c = [(3,47 - \log Q_{tn})^2 + (\log F_r + 1,22)^2]^{0,5} \quad (52)$$

$$I_c = \left( \frac{q_t - \sigma'_{v0}}{p_a} \right) \times \left( \frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n \quad (53)$$

Em que  $n$  é um parâmetro adimensional que varia entre 0,5 e 1.

Esta abordagem permite definir o ângulo de atrito do solo. Para isso é necessário obter a resistência do cone normalizada equivalente ( $Q_{m,cs}$ ), que vem em função de um coeficiente corretivo ( $K_c$ ) (Robertson, 2010). O ângulo de atrito do solo obtém-se através da expressão 54 e vem em função do ângulo de atrito crítico ( $\phi'_{cv}$ ) – que pode ser obtido no seguinte endereço, atualizado regularmente (última atualização a 14 de Dezembro de 2013): <http://www.geotechdata.info/parameter/angle-of-friction.html> (Viana da Fonseca, 2013).

$$\phi' = \phi'_{cv} + 15,84 \times (\log Q_{tn,cs}) - 26,88 \quad (54)$$

Bowles (1996) apresenta também uma tabela com várias expressões que determinam o módulo de deformabilidade de alguns tipos de solo, a partir do número da resistência de ponta do CPT. Estes valores são apresentados na Tabela 4.6.

Tabela 4.6 – Módulo de deformabilidade dos solos, baseado em ensaios CPT (Bowles, 1996)

Tipo de solo	Correlação - CPT
Areia normalmente consolidado	$E_s = (2 \text{ a } 4) q_c$
	$E_s = 8000 (q_c)^{1/2}$
Areia Saturada	$E_s = 1,2 (3 D_r^{1/2} + 2) q_c^*$
Areia sobreconsolidada	$E_s = (6 \text{ a } 30) q_c$
Areia argilosa	$E_s = (3 \text{ a } 6) q_c$
Siltes, silte arenoso ou silte argiloso	$E_s = (1 \text{ a } 2) q_c$
Argila mole ou silte argiloso	$E_s = (3 \text{ a } 8) q_c$
* $D_r$ = Densidade relativa	

# 5

## PROBLEMAS INTRÍNSECOS AO DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES PARA TORRES

### 5.1. PARÂMETROS GEOTÉCNICOS EM DETRIMENTO DA TENSÃO ADMISSÍVEL

É muito corrente a utilização da tensão admissível como base do dimensionamento de sapatas de fundação. Esta tensão tem como função limitar os assentamentos permitindo uma melhor uniformização dos mesmos em todas as fundações, assumindo que o solo onde essas fundações assentam é homogêneo. Esta prática é aplicável a edifícios ou a outros casos em que os assentamentos diferenciais possam danificar os mesmos ou aumentar significativamente os esforços numa dada estrutura. No entanto, a tensão admissível não garante este efeito pois é uma resistência do solo fictícia e muito generalista, adotada para servir de base de um projeto de fundações, quando na realidade o comportamento do solo não é tão linear.

No caso de torres e postes de grande altura, este problema coloca-se com menos acuidade, pois assentamentos diferentes entre torres consecutivas não influenciarão os esforços nas mesmas, dado o grande comprimento de vãos – espaçamento – entre elas. Este exemplo aplica-se apenas a torres ou postes de transmissão de cabos elétricos, que estão ligadas através destes últimos. No que toca a torres de telecomunicação, dado que são estruturas independentes, a questão dos assentamentos diferenciais já não é aplicável. Nestas últimas o problema dos assentamentos diferenciais só poderá ser relevante, se as fundações forem isoladas por perna de torre e o terreno apresentar uma elevada heterogeneidade na área de implantação dessas mesmas fundações.

O uso da tensão admissível em detrimento de uma análise geotécnica mais pormenorizada pode ser economicamente desvantajoso, pois, a estrutura de fundação é dimensionada por uma margem de segurança bastante conservativa, visto que o grande propósito da tensão admissível é limitar os assentamentos. Em estruturas em que os mesmos não são relevantes, é possível otimizar a solução de fundação utilizando métodos de cálculo baseados nos parâmetros geotécnicos como os mencionados no capítulo 3.

De modo a viabilizar a premissa anterior, será apresentado o dimensionamento de uma fundação através da tensão admissível – utilizando também metodologias implementadas nos cálculos da empresa – e métodos clássicos de dimensionamento de fundações através dos parâmetros geotécnicos do solo e, posteriormente, a comparação dos mesmos. Os exemplos apresentados serão todos baseados no mesmo modelo de torre e, por consequência, utilizar-se-ão os mesmos esforços aplicados à fundação. Utilizar-se-ão estudos geotécnicos fornecidos pela empresa, de modo a criar vários cenários geotécnicos onde a torre poderia ser implementada e apresentar-se-á o estudo comparativo entre a

discriminação mais pormenorizada da prospeção geotécnica, em detrimento do uso genérico da tensão admissível.

### 5.1.1. CASO 1

#### 5.1.1.1. Descrição do caso de estudo (Caso 1)

Para o efeito recorrer-se-á a um projeto da empresa, de uma sapata comum, que foi dimensionada recorrendo à tensão admissível. O projeto é de uma torre articulada PA21H, quadrangular, com 25 metros de altura e uma distância entre pernas de 1 metro. Esta torre serve de suporte a uma antena, que se situa no topo da torre, e suporta ainda 6 plataformas de trabalho, 6 focos de luz e cabos elétricos. Os esforços aplicados à torre provêm da área de exposição do vento na mesma e nos equipamentos instalados sobre ela, bem como no peso do conjunto majorado pela eventual presença de gelo. A memória descritiva com a explicação do processo de cálculo, respetiva legislação consultada e formulação utilizada, pode ser encontrada no Anexo I, juntamente com uma imagem da torre. A Fig. 5.1 ilustra a fundação dimensionada pela Metalgalva.

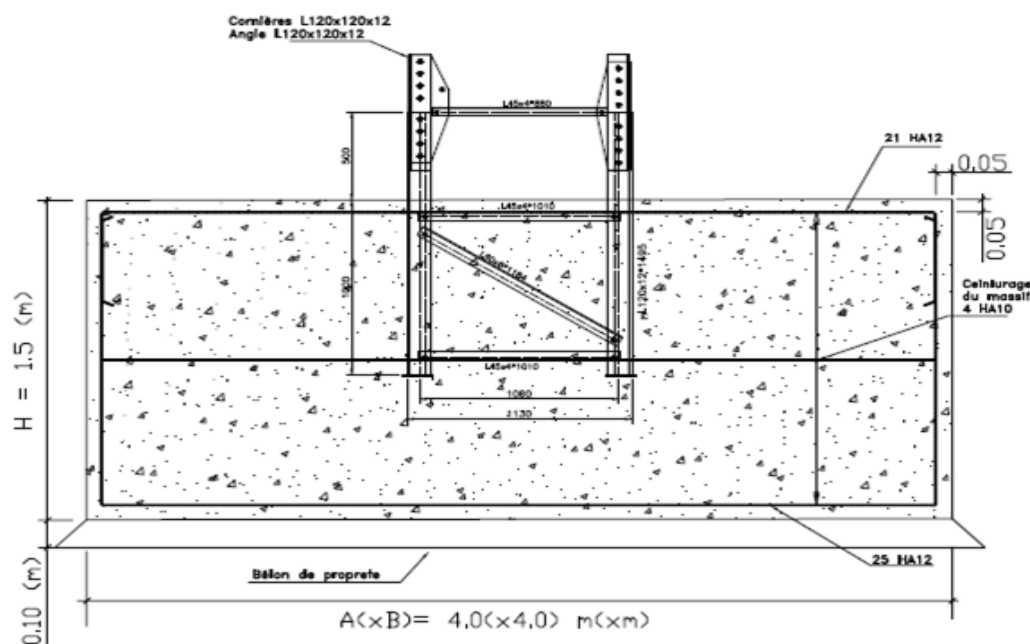


Fig. 5.1 – Esquema da solução final da fundação da torre PA21H (imagem cedida pela Metalgalva)

Sem qualquer estudo geotécnico do solo, apenas como primeira análise de um caso de estudo, admitiu-se uma tensão corrente para um solo em Portugal e os valores dos parâmetros geotécnicos, considerando um solo comum, apto para fundação. Todos estes valores baseiam-se apenas numa observação visual *in situ* do solo em causa, procedimento que não é de todo recomendável e serve apenas como título de exemplo.

Admitiu-se então, para o dimensionamento da fundação, uma tensão admissível ( $\sigma_{adm}$ ) corrente de 200 kPa e para o dimensionamento geotécnico utilizar-se-á os seguintes parâmetros:

- $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$ ;
- $\phi' = 30^\circ$ ;
- $c' = 5 \text{ kPa}$ ;
- $\nu = 0,3$ .



Estes parâmetros correspondem a um solo granular corrente com alguma ligação entre partículas, ou seja, coesão – neste caso, este último parâmetro é admitido num âmbito meramente matemático. Admitiu-se também que o nível freático se encontra a uma profundidade abaixo da base da sapata significativa, de modo a não interferir com o dimensionamento analítico da fundação.

Os esforços de cálculo, aplicados na parte superior da sapata, provenientes da superestrutura (valores fornecidos pela empresa), para a fundação analisada, são os seguintes:

- Carga vertical ( $F_v$ ) = 29 kN;
- Carga horizontal ( $F_h$ ) = 42,7 kN – igual nas duas direções visto que a estrutura é simétrica;
- Momento ( $M_b$ ) = 772,1 kN.m

Todos os esforços correspondem ao ELU, segundo o *Eurocódigo 1* (EC1).

#### 5.1.1.2. Dimensionamento da fundação através da tensão admissível

Este método procura dimensionar uma fundação que aplique uma pressão no solo menor do que a tensão admissível. Essa pressão aplicada ao solo deixa de ser uniforme ao longo da base da sapata na presença de um momento, aumentando na zona mais carregada [Fig. 5.2 a)], devido à rotação da sapata.

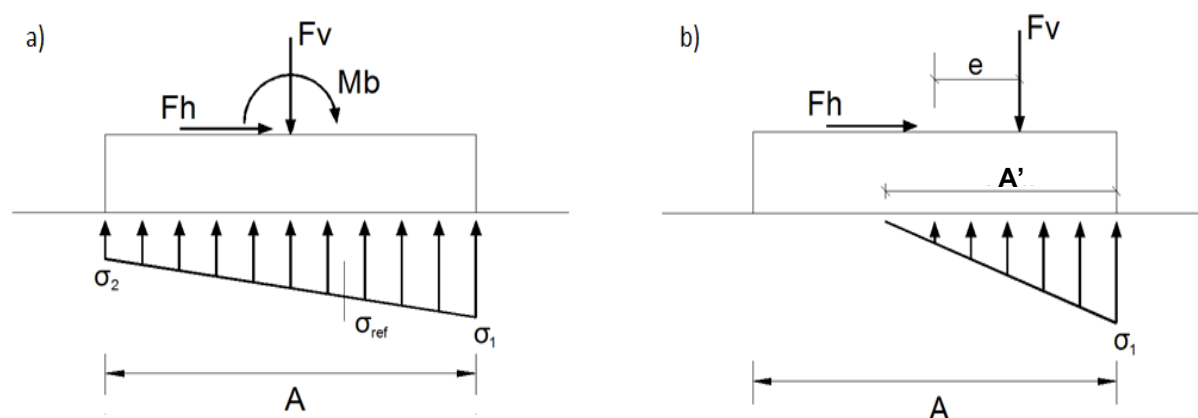


Fig. 5.2 – Tensão aplicada ao solo devido à carga imposta à fundação: a) pequenas excentricidades ( $e < A/6$ ) e b) grandes excentricidades ( $e \geq A/6$ )

Neste caso, visto que o momento se sobrepõe às cargas verticais, a excentricidade será elevada ( $e > A/6$ ), o que diminuirá a área de contacto ( $A'$ ) entre a base da fundação e o solo, ficando a pressão no terreno representada por uma carga triangular como se demonstra na Fig. 5.2 b).

É de salientar que neste tipo de estruturas, em que o momento é muito superior à carga vertical, é muito relevante o peso próprio da sapata. É então necessário somar o peso próprio da sapata ao valor da carga vertical [equação 56]. As expressões de  $A'$ , de  $\sigma_1$  e da tensão de referência ( $\sigma_{ref}$ ) são as seguintes:

$$A' = 3 \times \left( \frac{A}{2} - e \right) \quad (55)$$

$$\sigma_1 = \frac{Fv + P \cdot P_{\text{sapata}}}{A'} \quad (56)$$

$$\sigma_{ref} = \frac{3}{4} \times \sigma_1 \quad (57)$$

Com as dimensões atribuídas pela empresa, apresentadas na Fig. 5.1, calculou-se  $\sigma_{ref}$  e efetuaram-se as respetivas verificações:

Tabela 5.1 – Dimensionamento da fundação pela tensão admissível

A(=B) [m]	H [m]	PP [kN]	e [m]	A' [m]	$\sigma_1$ [kPa]	$\sigma_{ref}$ [kPa]
4,0	1,5	810,0	0,920	3,24	259,0	194,3

$$e = 0,92 \text{ m} > A/6 = 0,33 \text{ m}$$

e

$\sigma_{ref} < 200 \text{ kPa} = \sigma_{adm}$  – compara-se a tensão de referência com a tensão admissível porque, para a atual metodologia, esta última é adotada como base de dimensionamento da fundação

Não é efetuada a verificação ao punçoamento pois as pernas da torre são diretamente encastradas no elemento de betão. Visto que a carga vertical em cada perna é pequena e a altura da sapata é significativa, a verificação da resistência do betão é cumprida.

A tensão admissível implica um assentamento máximo e uniforme consoante a resistência do terreno, num dado elemento, o que não se constata na realidade visto que o módulo de deformabilidade do solo varia em profundidade e com a variação das tensões aplicadas ao solo. Assumindo a sapata rígida, com as dimensões atrás apresentadas (sapata quadrada), o  $I_s$ , retirado da Tabela 3.1 é igual a 0,92. Da expressão 11 estimamos o valor do modo de deformabilidade do solo (E), para uma tensão de 200 kPa e um assentamento de 2,5 cm. O valor do módulo de deformabilidade é então igual a 26,8 MPa. Este valor será utilizado, como parâmetro geotécnico de cálculo, também no ponto seguinte. É ainda necessário calcular a rotação, e os correspondentes movimentos nos extremos da sapata. Para o efeito recorre-se às expressões 12 e 13, de modo a obter  $I_\omega$  e o ângulo de rotação devido ao momento. Os assentamentos extremos correspondem ao máximo deslocamento ( $s_\omega$ ) que a sapata apresenta nos extremos da sua base, devido à rotação. Os assentamentos máximos ( $s_T$ ) são a soma dos anteriores. Temos então os seguintes assentamentos:

Tabela 5.2 – Cálculo do assentamento pela tensão admissível (Caso 1)

E [MPa]	$\Delta q_s$ [kPa]	$I_s$	$s_i$ [cm]	$I_\omega$	$\tan(\omega)$	$s_\omega$ [cm]	$s_T$ [cm]
26,8	52,44	0,92	0,66	4,17	$1,7 \times 10^{-3}$	0,34	1,00

Devido ao facto de o momento ser muito alto, o assentamento imediato, devido apenas às cargas verticais, não atingiu um assentamento próximo de 2,5 cm.

### 5.1.1.3. Dimensionamento da fundação através de parâmetros geotécnicos

Neste caso, a fundação irá ser dimensionada tendo em conta a capacidade de carga do solo de fundação, aplicando a metodologia apresentada na subsecção 3.1.1. Como se vê na Fig. 5.1, a torre era embebida na fundação numa altura de 1 metro. De modo a permitir alguma folga entre a base da fundação e o final do embebimento da torre, admitiu-se uma altura de sapata igual a 1,2 metros. As dimensões da base da sapata foram então obtidas por um processo iterativo, encontrando a menor dimensão que permitisse a verificação da segurança. Os valores otimizados, e a respetiva verificação, foram os seguintes:

Tabela 5.3 – Dimensionamento da fundação pelo EC7 (Caso1)

	B [m]	H [m]	PP [kN]	e [m]	B' [m]	q' [kPa]	Verificação		
							Qult [kN]		Fv + PP [kN]
EC7 (1)	3,75	1,20	405,0	1,779	0,19	27,5	729,2	>	575,8
EC7 (2)	3,75	1,20	405,0	1,341	1,07	20,4	1847,2	>	426,5

As verificações foram efetuadas para as duas combinações do EC7, a primeira que majora as ações e a segunda que minora as resistências do solo. Os valores dos esforços, fornecidos pela empresa, aplicados à base da fundação vêm majorados e a *Combinação 2* do EC7 não majora as mesmas. Utilizou-se então um coeficiente de minoração igual a 1,35, que se aplicou aos três esforços principais – carga vertical, carga horizontal e momento – de modo a aproximar os valores aos esforços não majorados. Utilizou-se um coeficiente geral pois não se teve acesso à discriminação das várias ações que, no seu conjunto e para uma dada combinação (mais gravosa), deram origem aos esforços na fundação.

O dimensionamento teve em conta a otimização de volume de betão, no entanto, poderia ser relevante optar uma quantidade maior de betão, através do aumento da altura (H) da sapata e diminuição das dimensões da base (B) da mesma, caso houvesse impossibilidade de expropriação. Esta última condicionante poderia também levar ao dimensionamento de sapatas excêntricas, o que aumentaria o momento na sapata numa direção e, por consequência, a sua dimensão nessa mesma direção. É também necessário verificar a segurança ao deslizamento do elemento de fundação (*Dult*). Neste caso (e como se vem comprovando, na maioria dos casos), o fator condicionante foi a capacidade de carga.

Tabela 5.4 – Verificação ao deslizamento pelo EC7 (Caso 1)

	Verificação		
	Dult [kN]		Fh [kN]
EC7 (1)	343,5	>	42,7
EC7 (2)	253,1	>	31,6

Os assentamentos neste caso, seguindo as expressões do ponto anterior, são os seguintes:

Tabela 5.5 – Cálculo do assentamento pelo EC7 (Caso 1)

E [MPa]	$\Delta q_s$ [kPa]	$I_s$	$s_i$ [cm]	$I_\omega$	$\tan(\omega)$	$s_\omega$ [cm]	$s_T$ [cm]
26,8	30,86	0,92	0,36	4,17	$2,07 \times 10^{-3}$	0,39	0,75

#### 5.1.1.4. Comparação de resultados (Caso 1)

Como foi já referido, o método de dimensionamento por uma tensão admissível, na ausência de uma prospeção geotécnica, impõe um conhecimento prévio e empírico do solo, muitas vezes levando a um excesso de segurança no dimensionamento. Como se pode verificar através da tabela abaixo, pode ser um método bastante conservativo, o que leva a uma fundação de maior dimensão e, consequentemente, mais cara.

Tabela 5.6 – Comparação do dimensionamento da fundação entre os dois métodos (Caso 1)

Método	B [m]	H [m]	PP [kN]	e [m]	$V_{\text{betão}}$ [m <sup>3</sup> ]	$\Delta q_s$ [kPa]	$s_T$ [cm]
$\sigma_{\text{adm}}$	4,00	1,50	810,0	0,920	24,00	52,44	1,00
EC7 – Combinação 1	3,75	1,20	405,0	1,779	16,88	30,86	0,75

Temos então uma quantidade de betão e um assentamento, aproximadamente, 42% e 33% maiores, respetivamente, pelo método da tensão admissível. De modo a reforçar esta ideia será apresentado um gráfico que compara a percentagem de betão a mais, devido à utilização da tensão admissível, após dimensionamento da fundação, para este caso. Neste tipo de estruturas, o momento aplicado à fundação vem em função da força horizontal e essa força vem, maioritariamente, em função do vento. Admitiu-se, por isso, uma proporcionalidade entre esses dois esforços. A carga vertical proveniente da superestrutura, como foi referido, acarreta pouca importância por isso a sua variabilidade não afetará o dimensionamento da fundação. Através de uma folha de cálculo admitiu-se vários valores para a força horizontal e, por proporcionalidade, do momento basal, dimensionando-se a fundação através dos dois métodos, na procura da solução mais otimizada para cada caso de carga.

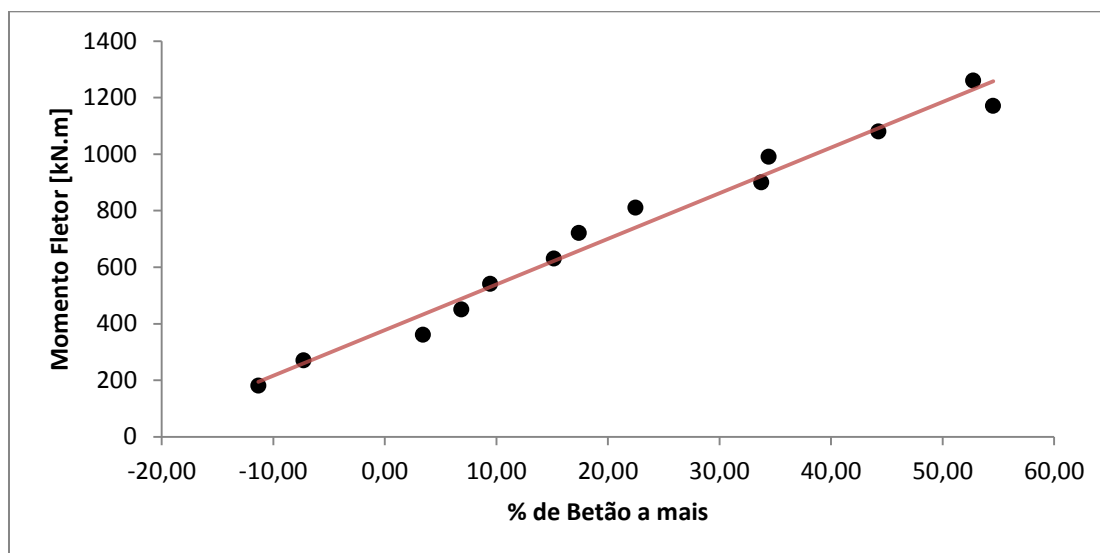


Fig. 5.3 – Relação da quantidade betão entre as duas soluções para um dado momento

Como se vê na Fig. 5.3, a diferença de volume de Betão aumenta, mais ou menos linearmente (visto que o  $E$  é constante, em relação ao aumento dos esforços na fundação. Esta diferença aumenta porque, como é sabido, a tensão diminui com o aumento da dimensão da base da sapata (que consequentemente aumenta com o crescimento do momento), o que não se reflete utilizando a tensão

admissível. O que acontece é um sobredimensionamento exagerado do elemento de fundação, devido ao aumento dos esforços.

Salienta-se ainda a importância do peso próprio da sapata com os valores apresentados na Tabela 5.7, onde é visível a percentagem da carga vertical devido à torre, assumindo um papel pouco relevante para o dimensionamento.

Tabela 5.7 – Importância da carga vertical proveniente da torre para o dimensionamento

$F_v$ [kN]	PP [kN]	$F_{TOTAL}$ [kN]	$(F_v / F_{TOTAL})$
29,0	810,0	839,0	3,5%
	405,0	434,0	6,7%

Adaptando o estudo anterior à importância da carga vertical vemos que a percentagem da mesma não ultrapassa, de um modo conservativo, os 8%, assumindo que a carga vertical aumenta proporcionalmente e que a linha de tendência segue uma forma exponencial.

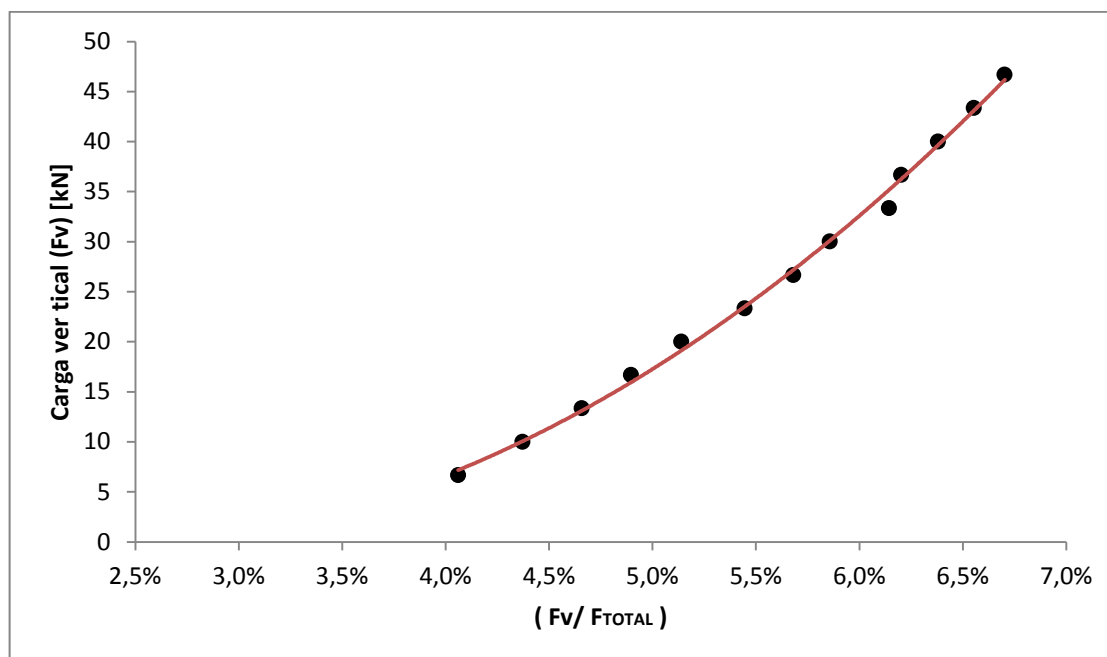


Fig. 5.4 – Relação entre a carga vertical proveniente da torre com a carga total

Sem “refutar” a ideia de tensão admissível num contexto mais generalizado, pois é um método simples, de fácil aplicabilidade e que não implica grande conhecimento do terreno em causa – parte de estimativas conservativas, que advêm de estudos outrora efetuados em solos semelhantes ao que se pretende estudar – demonstra-se que um estudo geotécnico pode, numa maior ou menor escala, consoante a exigência do projeto, mostrar-se relevante e pertinente, tanto a nível de informação mais detalhada sobre o terreno, como a nível económico e de segurança, num âmbito de projeto.

## 5.1.2. CASO 2

### 5.1.2.1. Descrição do caso de estudo (Caso 2)

Com o objetivo de se obter uma comparação coerente dos resultados finais, optou-se por utilizar o mesmo exemplo para cada caso de estudo. Temos então a mesma torre (PA21H), com o mesmo comprimento de embestimento e os mesmos esforços aplicados à base (esforços que podem ser consultados no Caso 1).

A diferença neste caso são os métodos utilizados. A empresa recorre frequentemente ao *Método de Montoya* para dimensionar e validar secções de fundações para torres de grande envergadura. O método utilizado encontra-se descrito no livro *Hormigón Armado* (Montoya *et al.*, 2000) e baseia-se numa tensão admissível, o que corrobora com o princípio errado da utilização da mesma.

Pretende-se então dimensionar uma fundação, comparando os resultados deste método com os do uso de um estudo geotécnico. Para o efeito utilizar-se-á um estudo geotécnico fornecido à empresa para um projeto de uma torre, efetuado no norte da França, em Lille. A prospeção geotécnica consistiu numa sondagem de reconhecimento até 8 m de profundidade e num ensaio com penetrómetro dinâmico até 8,6 m de profundidade. Uma carta geológica do local apresentava argila coberta com lodo e areia de *Landénien* (típica do norte da França e da Bélgica).

A campanha de reconhecimento definiu os seguintes estratos:

Tabela 5.8 – Características dos estratos provenientes da prospeção geotécnica (Lille)

Profundidade [m]		Tipo de terreno	Resistência dinâmica [MPa]	Parâmetros extrapolados		
topo	base			c' [kPa]	$\phi'$ [°]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]
0,00	2,00	Aterro	0,1 a 19	0	20	17
2,00	4,00	Argila arenosa castanha	0,7 a 5,5	10	15	19
4,00	5,00	Argila castanha esverdeada	2,0 a 5,0	-	-	-
5,00	6,00	Areia verde	2,5 a 18	-	-	-

É ainda referido no estudo que se encontrou presença de água à profundidade de 2,4 m e recomendado que a fundação encastre no terreno pelo menos a uma profundidade de 3 m, pois é onde se encontra uma argila com resistência suficiente para estabilizar a torre. O fator da água será desprezado, admitindo-se que a mesma seria drenada, desse modo baixando-se o nível freático.

O estudo refere ainda que, admitindo que o solo será homogéneo, as tensões de cálculo para os Estados Limite Último e de Serviço, que se considerarão as tensões admissíveis do terreno ( $\sigma_{adm}$ ), são, respetivamente, as seguintes:

$$q_{ELU} \leq 0,21 \text{ MPa}$$

$$q_{ELS} \leq 0,14 \text{ MPa}$$

#### 5.1.2.2. Dimensionamento da fundação pelo *Método de Montoya* (Caso 2)

O *Método de Montoya* assenta na filosofia da tensão admissível. O princípio básico é o mesmo, sendo que o autor formulou a metodologia através de ábacos, dos quais se obtêm coeficientes adimensionais ( $\alpha$ ) relativos à pressão exercida ao terreno, através das excentricidades reduzidas ( $\eta$ ). A metodologia que se seguirá corresponde a grandes excentricidades ( $\eta_a + \eta_b > 1/6$ ) e serve para calcular fundações excêntricas nas duas direções.

$$\eta_a = \frac{e_a}{a} \quad \text{e} \quad \eta_b = \frac{e_b}{b} \quad (58)$$

$$\sigma_1 = \frac{100}{\alpha_1} \sigma_{med} \quad (59)$$

e

$$\sigma_i = \frac{\alpha_i}{100} \sigma_1 \quad \text{para } i = 2, 3 \quad (60)$$

Em que:

- $a$  e  $b$  são as dimensões da base da fundação;
- $e_a$  e  $e_b$  são as excentricidades nas respetivas direções;
- $\eta_a$  e  $\eta_b$  são as excentricidades reduzidas nas respetivas direções;
- $\sigma_{med}$  é a pressão média que corresponde à soma das cargas verticais provenientes da torre com o peso próprio da fundação a dividir pela área da mesma;
- $\sigma_i$  são as pressões nas extremidades do elemento de fundação, sendo que a numeração é feita por ordem decrescente de valor e o autor refere apenas até  $i = 3$  pois as pressões negativas são compatíveis no contacto com o solo, resultando imediatamente que a menor tensão aplicada,  $\sigma_4$ , é igual a zero.

A pressão máxima ( $\sigma_1$ ) deve cumprir a seguinte condição de modo a cumprir boas condições de fundação:

$$\sigma_1 \leq 1,25 \sigma_{adm} \quad (61)$$

As tabelas para obtenção dos coeficientes adimensionais  $\alpha_1$ ,  $\alpha_2$  e  $\alpha_3$  são as seguintes:

Tabela 5.9 – Valores do coeficiente  $\alpha_1$  relativos à pressão máxima nos vértices de uma sapata retangular

100 κ η <sub>1</sub>	100 κ η <sub>2</sub>																														
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
0	1000																														
1	943	893																													
2	893	847	807																												
3	847	807	769	736																											
4	806	769	735	704	676																										
5	769	735	704	675	649	625																									
6	735	704	675	649	625	602	581																								
7	704	676	649	625	602	581	562	543																							
8	676	649	625	602	581	562	543	526	510																						
9	649	625	602	581	562	543	526	510	495	481																					
10	625	602	581	562	543	526	510	495	481	467	454																				
11	602	581	562	543	526	510	495	481	467	454	441	428																			
12	581	562	543	526	510	495	481	467	454	441	428	416	404																		
13	562	543	526	510	495	481	467	453	441	428	416	404	392	380																	
14	543	526	510	495	481	467	453	440	428	416	404	392	380	369	358																
15	526	510	495	481	467	453	440	428	415	403	392	380	369	358	347	337															
16	510	495	481	467	453	440	427	415	403	391	380	369	358	347	337	326	316														
17	495	480	466	453	440	427	415	402	391	379	368	357	347	336	326	316	306	296													
18	480	466	452	439	426	414	402	390	379	368	357	346	336	326	315	306	296	287	277												
19	465	451	438	425	413	401	389	378	367	356	345	335	325	315	305	296	286	277	268	259											
20	450	437	424	412	400	388	377	366	355	344	334	324	314	304	295	286	277	268	259	250	242										
21	435	422	410	398	386	375	364	353	343	333	323	313	303	294	285	276	267	258	250	241	233	225									
22	420	408	396	384	373	362	351	341	331	321	312	302	293	284	275	266	258	249	241	233	225	217	209								
23	405	393	382	370	360	349	339	329	319	310	300	291	283	274	265	257	249	240	232	225	217	209	202	195							
24	390	378	367	357	346	336	326	317	307	298	289	28	272	264	255	247	239	231	224	216	209	202	194	187	180						
25	375	364	353	343	333	323	314	305	296	287	278	270	262	254	246	238	230	223	215	208	201	194	187	180	173	167					
26	360	349	339	329	320	310	301	292	284	275	267	259	251	243	236	228	221	214	207	200	193	186	179	173	166	160	154				
27	345	335	325	316	306	297	289	280	272	264	256	248	241	233	226	219	212	205	198	191	185	178	172	166	159	153	147	141	135	129	
28	330	320	311	302	293	285	276	268	260	252	245	237	230	223	216	209	202	196	189	183	177	171	164	158	153	147	141	135	129	123	118
29	315	306	297	288	280	272	264	256	248	241	234	227	220	213	206	200	193	187	181	175	169	163	157	151	146	140	134	129	123	117	112
30	300	291	283	274	266	259	251	244	237	229	223	216	209	203	196	190	184	178	172	166	161	155	149	144	139	133	128	123	117	112	107
31	285	277	268	261	253	246	23	232	225	218	211	205	199	193	187	181	175	169	163	158	153	147	142	137	132	127	122	117	111	106	101
32	270	262	254	247	240	233	226	219	213	207	200	194	188	183	177	171	166	160	155	150	145	140	135	130	125	120	115	110	106	101	
33	255	247	240	233	226	220	213	207	201	195	189	183	178	172	167	162	156	151	146	141	137	132	127	122	118	113	109	104			
34	240	233	226	220	213	207	201	195	189	184	178	173	167	162	157	152	147	142	138	133	128	124	120	115	111	107	102				
35	225	218	212	206	200	194	188	183	177	172	167	162	157	152	147	143	138	134	129	125	120	116	112	108	104	100					
36	210	204	198	192	187	181	176	171	166	161	156	151	146	142	138	133	129	125	120	116	112	109	105	101							
37	195	189	184	178	173	168	163	158	154	149	145	140	136	132	128	124	120	116	112	108	104	101									
38	180	175	170	165	160	155	151	146	142	138	134	130	126	122	118	114	110	107	103												
39	165	160	155	151	147	142	138	134	130	126	122	119	115	112	108	105	101														
40	150	146	141	137	133	129	126	122	118	115	111	108	105	101																	
41	135	131	127	123	120	116	113	110	106	103	100																				
42	120	116	113	110	107	103	110																								
43	105	102																													

Os coeficientes da tabela apresentada na Tabela 5.9 estão multiplicados por 10. Deve-se dividir o valor da tabela pelo mesmo valor aquando do cálculo das tensões.

Tabela 5.10 – Valores do coeficiente  $\alpha_2$  relativos à pressão máxima nos vértices de uma sapata retangular

100 η <sub>1</sub>	100 η <sub>2</sub>																														
0	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
0	100																														
1	100	89																													
2	100	90	81																												
3	100	90	82	74																											
4	100	91	82	75	68																										
5	100	91	83	76	69	62																									
6	100	92	84	77	70	64	58																								
7	100	92	84	77	71	65	60	54																							
8	100	92	85	78	72	66	61	56	51																						
9	100	92	85	79	73	67	62	57	52	48																					
10	100	93	86	80	74	68	63	58	54	50	45																				
11	100	93	87	80	75	69	64	60	55	51	47	43																			
12	100	93	87	81	75	70	65	61	56	52	48	44	40																		
13	100	93	87	82	76	71	66	62	57	53	49	45	41	37																	
14	100	94	88	82	77	72	67	62	58	54	50	46	42	38	35																
15	100	94	88	83	77	72	68	63	59	55	50	47	43	39	35	32															
16	100	94	88	83	78	73	68	64	59	55	51	47	43	40	36	33	29														
17	100	94	89	83	78	73	69	64	60	56	52	48	44	40	37	33	30	26													
18	100	94	89	83	78	74	69	64	60	56	52	48	44	41	37	34	30	27	23												
19	100	94	89	83	78	74	69	65	60	56	52	48	45	41	38	34	31	27	24	20											
20	100	94	89	83	79	74	69	65	61	57	53	49	45	41	38	34	31	27	24	21	17										
21	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	41	38	34	31	28	24	21	18	14									
22	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	24	21	18	14	11								
23	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25	21	18	14	11	7							
24	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25	21	18	14	11	8	4						
25	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25	21	18	14	11	8	4	0					
26	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25	21	18	14	11	8	4	0	-4				
27	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25	21	18	14	11	8	4	0	-4	-9			
28	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25	21	18	14	11	8	4	0	-4	-9	-14		
29	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25	21	18	14	11	8	4	0	-4	-9	-14	-19	
30	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25	21	18	14	11	8	4	0	-4	-9	-14	-19	-25
31	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25	21	18	14	11	8	4	0	-4	-9	-14	-19	-25
32	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25	21	18	14	11	8	4	0	-4	-9	-14	-19	
33	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25	21	18	14	11	8	4	0	-4	-9			
34	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25	21	18	14	11	8	4	0	-4				
35	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25	21	18	14	11	8	4	0					
36	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25	21	18	14	11	8							
37	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25	21	18	14									
38	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31	28	25												
39	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42	38	35	31														
40	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53	49	45	42																	
41	100	94	89	83	78	74	69	65	61	57	53																				
42	100	94	89	83	78	74	69																								
43	100	94																													



Tabela 5.11 – Valores do coeficiente  $\alpha_3$  relativos à pressão máxima nos vértices de uma sapata retangular

100×η <sub>1</sub>	100×η <sub>2</sub>																																
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30		
0	100																																
1	83	83																															
2	73	80	81																														
3	63	71	72	74																													
4	61	63	65	66	68																												
5	54	56	58	59	61	62																											
6	47	43	51	53	55	57	58																										
7	41	43	45	47	49	51	53	54																									
8	35	38	40	42	44	46	48	49	51																								
9	30	32	35	37	39	41	43	45	47	48																							
10	25	28	30	33	35	37	39	41	42	44	45																						
11	20	23	26	28	31	33	35	37	38	40	41	43																					
12	16	19	22	24	27	29	31	33	34	36	37	39	40																				
13	12	15	18	20	23	25	27	29	31	32	34	35	36	37																			
14	9	12	14	17	19	21	24	25	27	29	30	32	33	34	35																		
15	5	8	11	13	16	18	20	22	24	25	27	28	29	30	31	32																	
16	2	5	8	10	13	15	17	19	20	22	23	25	26	27	28	29	29																
17	-1	2	5	7	9	12	14	15	17	19	20	21	22	23	24	25	26	26															
18	-4	-1	2	4	6	8	10	12	14	15	17	18	19	20	21	22	22	23	23														
19	-8	-4	-2	1	3	5	7	9	11	12	14	15	16	17	18	18	19	20	20	20													
20	-11	-8	-5	-2	0	2	4	6	7	9	10	11	13	14	14	15	16	16	17	17	17												
21	-15	-12	-9	-6	4	-1	1	2	4	6	7	8	9	10	11	12	12	13	13	14	14	14											
22	-19	-16	-13	-10	-7	-5	-3	-1	1	2	3	5	6	7	8	8	9	9	10	10	11	11	11										
23	-23	-20	-17	-14	-11	-9	-7	-5	-3	-1	0	1	2	3	4	5	5	6	6	7	7	7	7	7									
24	-28	-25	-21	-18	-16	-13	-11	-9	-7	-5	-4	-3	-2	-1	0	1	2	2	3	3	3	4	4	4	4								
25	-33	-29	-26	-23	-20	-18	-15	-13	-11	-10	-8	-7	-6	-5	-4	-3	-2	-2	-1	-1	0	0	0	0	0	0							
26	-39	-35	-31	-28	-25	-22	-20	-18	-16	-14	-13	-11	-10	-9	-8	-7	-6	-6	-5	-5	-4	-4	-4	-4	-4	-4	-4						
27	-45	-41	-37	-34	-31	-28	-25	-23	-21	-19	-18	-16	-15	-14	-13	-12	-11	-10	-10	-9	-9	-9	-9	-9	-9	-9	-9	-9					
28	-52	-47	-43	-40	-37	-34	-31	-29	-26	-25	-23	-21	-20	-19	-18	-17	-16	-15	-15	-14	-14	-14	-14	-14	-14	-14	-14	-14	-14				
29	-59	-54	-50	-46	-43	-40	-37	-35	-33	-30	-29	-27	-26	-24	-23	-22	-22	-21	-20	-20	-20	-19	-19	-19	-19	-19	-19	-19	-19	-19			
30	-67	-62	-58	-54	-50	-47	-44	-41	-39	-37	-35	-33	-32	-31	-30	-29	-28	-27	-26	-26	-26	-26	-25	-25	-25	-25	-25	-25	-25	-25	-25		
31	-75	-70	-66	-62	-58	-55	-5	-49	-46	-44	-42	-40	-39	-38	-36	-35	-34	-34	-33	-33	-32	-32	-32	-32	-32	-32	-32	-32	-32	-32	-32	-32	
32	-85	-80	-75	-71	-67	-63	-60	-57	-55	-52	-50	-48	-47	-45	-44	-43	-42	-41	-40	-40	-40	-39	-39	-39	-39	-39	-39	-39	-39	-39	-39	-39	
33	-96	-90	-85	-81	-77	-73	-69	-66	-64	-61	-59	-57	-55	-54	-52	-51	-50	-49	-48	-48	-47	-47	-47	-47	-47	-47	-47	-47	-47	-47	-47	-47	
34	-108	-102	-97	-92	-88	-84	-80	-77	-74	-71	-69	-67	-65	-63	-62	-61	-60	-59	-58	-57	-57	-57	-56	-56	-56	-56	-56	-56	-56	-56	-56	-56	
35	-122	-116	-110	-105	-100	-96	-92	-89	-86	-83	-80	-78	-76	-74	-73	-71	-70	-69	-68	-68	-67	-67	-67	-67	-67	-67	-67	-67	-67	-67	-67	-67	
36	-138	-131	-125	-120	-115	-110	-106	-102	-99	-96	-93	-91	-89	-87	-85	-84	-82	-81	-81	-80	-79	-79	-79	-79	-79	-79	-79	-79	-79	-79	-79	-79	
37	-156	-149	-142	-136	-131	-126	-122	-118	-114	-111	-108	-105	-103	-101	-99	-98	-96	-95	-94	-94	-93	-93	-93	-93	-93	-93	-93	-93	-93	-93	-93	-93	
38	-178	-170	-163	-156	-150	-145	-140	-136	-132	-128	-125	-122	-120	-118	-116	-114	-113	-112	-111														
39	-203	-194	-187	-179	-173	-167	-162	-157	-153	-149	-146	-143	-140	-138	-136	-134	-132																
40	-233	-224	-215	-207	-200	-194	-188	-183	-178	-174	-170	-167	-164	-161																			
41	-270	-260	-250	-242	-234	-227	-220	-214	-209	-204	-200																						
42	-317	-305	-294	-284	-275	-267	-260																										
43	-376	-362																															

As tabelas acima apresentadas são apresentadas por Montoya (2010). O autor refere ainda que para se comprovar a estabilidade da fundação é necessário verificar a segurança em relação ao deslizamento e ao derrube da fundação.

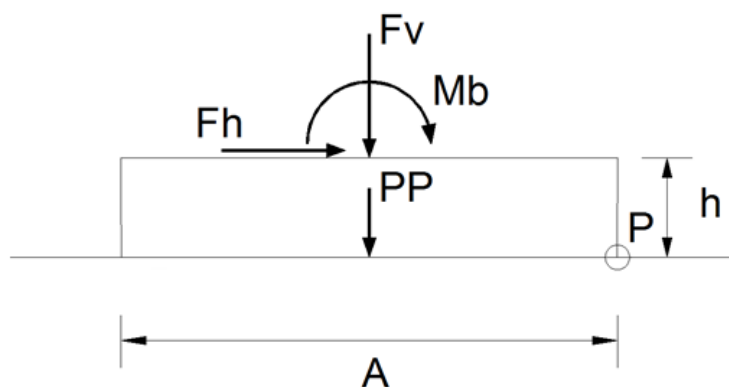


Fig. 5.5 – Esquema de equilíbrio para o Método de Montoya

As duas verificações cumprem-se por equilíbrio de forças, admitindo uma sapata rígida. O derrube representa a rotação da fundação no ponto  $P$  da Fig. 5.5 devido ao momento derrubador. As forças verticais provenientes da torre ( $F_v$ ) mais o peso próprio da sapata ( $PP$ ) são as ações estabilizadoras. O deslizamento deve-se à ação da força horizontal empurrar o elemento de fundação. O que impede essa ação é o atrito entre o terreno e o betão criado pelo peso das ações verticais acrescido do peso do

próprio elemento de fundação. As expressões do derrube e do deslizamento são as seguintes, respetivamente:

$$(F_v + PP) \frac{A}{2} \geq (Mb + Fh \times h) \times f_d \quad (62)$$

e

$$(F_v + PP) \tan \varphi \geq Fh \times f_d \quad \text{para solos sem coesão (areias)} \quad (63)$$

$$A \times c_d \geq Fh \times f_d \quad \text{para solos coesivos (argilas)} \quad (64)$$

Em que:

- $F_v$ ,  $Fh$  e  $Mb$  são, respetivamente, os esforços verticais, horizontal e o momento aplicados à fundação, provenientes da torre;
- $PP$  representa o peso próprio da sapata;
- $A$  e  $h$  correspondem a largura e a altura da fundação, respetivamente;
- $c_d$  é igual a  $0,5c$  que corresponde ao valor minorado da coesão do solo;
- $f_d$  é o coeficiente de segurança que o autor recomenda o valor de 1,5;
- $\varphi$  corresponde a  $2/3$  do ângulo de atrito do terreno.

O estudo geotécnico recomenda que o elemento de fundação seja fundado no segundo estrato – argila arenosa castanha. As tensões admissíveis do solo, apresentadas no mesmo estudo, correspondem à resistência do terreno a partir desse estrato. Para o dimensionamento da fundação será então utilizado o ângulo de atrito correspondente a esse estrato, bem como a tensão admissível no ELU:

- $\phi' = 15^\circ$ ;
- $c' = 10 \text{ kPa}$ ;
- $q_{ELU} = 210 \text{ kPa}$ .

Como se consideram que as forças perpendiculares à base da torre são mais condicionantes para o cálculo, apenas se obtém momento numa direção, pelo que a excentricidade na outra será nula.

Tabela 5.12 – Dimensionamento da fundação pelo *Método de Montoya* (Caso 2)

A(=B) [m]	H [m]	PP [kN]	e1 [m]	e2 [m]	$\eta a = \eta_1$	$\eta b = \eta_2$	$\sigma_{med}$ [kPa]	$\sigma_1$ [kPa]	$\sigma_2$ [kPa]	$\sigma_3$ [kPa]
4,30	1,20	554,7	1,410	0,00	0,33	0,00	31,6	123,8	123,8	-118,8

Pela equação 60 temos o seguinte fator de segurança:

$$\frac{(29 + 554,7) \frac{4,30}{2}}{(772,1 + 42,7 \times 1,20)} = 1,52$$

Como este solo apresenta resistência atrítica e coesiva, juntou-se o ganho da resistência da coesão ao ganho da resistência por atrito, ou seja, juntaram-se as duas expressões (63 e 64) relativas ao deslizamento (solo não coesivo + solo coesivo), obtendo-se assim a seguinte margem de segurança:

$$\frac{(29 + 554,7) \tan \frac{2}{3} \times 15^\circ + 4,30 \times 0,5 \times 10}{42,7} = 2,91$$

Verificações:

$$\sigma_I = 123,8 < 1,25 \times \sigma_{adm} = 262,5 \text{ kPa}$$

$$\gamma_{derrubamento} = 1,52 > 1,5$$

$$\gamma_{deslizamento} = 2,91 > 1,5$$

O estudo geotécnico refere que para uma tensão admissível de 140 kPa (ELS) e uma fundação com dimensões 3,00 x 3,00 m, neste tipo de solo, os assentamentos apresentar-se-ão na ordem dos 1,0 ou 1,5 cm. Assumindo a sapata quadrada rígida, o  $I_s$ , retirado da Tabela 3.1 é igual a 0,92. Da expressão 11, assumindo um assentamento de 1,5 cm, estimamos o valor do módulo de deformabilidade do solo (E), para uma tensão de 140 kPa e um assentamento de 1,5 cm (mais gravoso). O valor do módulo de deformabilidade é então igual a 23,4 MPa. Este valor será utilizado, como parâmetro geotécnico de cálculo, também no ponto seguinte.

Os assentamentos totais, incluindo os deslocamentos das extremidades da fundação por rotação, são os seguintes:

Tabela 5.13 – Cálculo do assentamento pela tensão admissível (Caso 2)

E [MPa]	$\Delta q_s$ [kPa]	$I_s$	$s_i$ [cm]	$I_\omega$	$\tan(\omega)$	$s_\omega$ [cm]	$s_T$ [cm]
23,4	31,57	0,92	0,49	4,17	$1,57 \times 10^{-3}$	0,34	0,83

### 5.1.2.3. Dimensionamento através dos parâmetros obtidos pelo estudo geotécnico (Lille)

A fundação foi dimensionada tal como no caso apresentado no ponto 5.1.1.3. Admitir-se-á uma altura de sapata mínima igual a 1,2 metros, tal como no exemplo anterior. As dimensões da base da sapata obtidas, mais uma vez pelo processo iterativo, correspondem à menor dimensão que permitisse a verificação da segurança e, ao mesmo tempo, a menor quantidade de betão. Utilizou-se também o coeficiente de minoração igual a 1,35, nos esforços da *Combinação 2*, utilizado anteriormente. Como referido no *Método de Montoya*, o solo onde fundará o elemento de fundação é argila arenosa castanha, cujos parâmetros geotécnicos são os seguintes:

- $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ ;
- $\phi' = 15^\circ$ ;
- $c' = 10 \text{ kPa}$ ;
- $\nu = 0,3$ ;
- $E = 23,4 \text{ MPa}$ .

Tabela 5.14 – Dimensionamento da fundação pelo EC7 (Caso 2)

	B [m]	H [m]	PP [kN]	e [m]	B' [m]	q' [kPa]	Verificação		
							Qult [kN]		Fv + PP [kN]
EC7 (1)	3,90	1,20	438,0	1,655	0,59	30,8	710,8	>	620,4
EC7 (2)	3,90	1,20	438,0	1,245	1,41	22,8	1031,7	>	459,5

Tabela 5.15 – Verificação ao deslizamento pelo EC7 (Caso 2)

	Verificação		
	Dult [kN]		Fh [kN]
EC7 (1)	170,5	>	42,7
EC7 (2)	139,3	>	31,6

Os assentamentos neste caso, seguindo as expressões do caso anterior, são os seguintes:

Tabela 5.16 – Cálculo do assentamento pelo EC7 (Caso 2)

E [MPa]	$\Delta q_s$ [kPa]	$I_s$	$s_i$ [cm]	$I_w$	$\tan(\omega)$	$s_w$ [cm]	$s_T$ [cm]
23,4	30,70	0,92	0,43	4,17	$2,11 \times 10^{-3}$	0,82	1,25

#### 5.1.2.4. Comparação de resultados (Caso 2)

A comparação dos valores entre as duas metodologias comprova o que foi apresentado no primeiro caso. De facto, consegue-se uma maior otimização da fundação, no que se refere a quantidade de betão, utilizando parâmetros geotécnicos que caracterizem a resistência e a deformabilidade do terreno, em detrimento da tensão admissível.

Tabela 5.17 – Comparação do dimensionamento da fundação entre os dois métodos (Caso 2)

Método	B [m]	H [m]	PP [kN]	e [m]	$V_{\text{betão}}$ [m <sup>3</sup> ]	$\Delta q_s$ [kPa]	$s_T$ [cm]
<i>Método de Montoya</i>	4,30	1,20	554,7	1,410	22,19	31,57	0,83
<i>EC7 – Combinação 1</i>	3,90	1,20	438,0	1,655	18,25	30,70	1,25

Temos então uma quantidade de betão, aproximadamente, 22% maior utilizando a tensão admissível como base de cálculo. Neste caso, o assentamento é ligeiramente maior através do cálculo pelos parâmetros geotécnicos. Isto deve-se à diferença da dimensão da base do elemento de fundação entre um método e outro. Como o assentamento por rotação (devido ao momento) é diretamente proporcional à dimensão da base da fundação – no caso de sapatas quadradas – a diferença de assentamentos advém apenas dessa diferença. Foi já referido que os assentamentos para este tipo de estruturas não são relevantes, sendo tolerável um maior assentamento mas havendo a vantagem da poupança de betão no elemento estrutural de fundação.

### 5.1.3. CASO 3

#### 5.1.3.1. Descrição do caso de estudo (Caso 3)

Como no Caso 2, manter-se-á o exemplo inicial: mesma torre e mesmos esforços. O primeiro método de comparação será igualmente o *Método de Montoya*, pois sendo bastante utilizado pela Metalgalva, merece uma maior consideração, comparando-o assim com outro estudo geotécnico.

Para o efeito utilizar-se-á um estudo geotécnico fornecido à empresa para um projeto de uma torre, efetuado também no norte da França, em Rennes. A prospeção geotécnica consistiu numa sondagem de reconhecimento até 6 m de profundidade e em 4 ensaios com pressiómetro até 5 m de profundidade. Uma carta geológica do local apresentava uma área abundante de rególito xistoso e por consulta do sítio “Argiles.fr”, a zona apresentava “Argila de baixo risco” (*Argiles aléa faible*). A campanha de reconhecimento definiu os seguintes estratos:

Tabela 5.18 – Características dos estratos provenientes da prospeção geotécnica (Rennes)

Profundidade [m]		Tipo de terreno	Pressão limite $p_l$ [MPa]	Módulo pressiométrico $E_{PMT}$ [MPa]	Parâmetros extrapolados		
topo	base				$c'$ [kPa]	$\phi'$ [°]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]
0,00	0,30	Aterro em blocos de cascalho	-	-	0	15 a 20	17
0,30	0,50	Silte marrom escuro	-	-	10	15	17
0,50	2,40	Rególito xistoso mole	0,62 a 1,20	4,0 a 6,7	15	20	18
2,40	> 6,00	Rególito xistoso medianamente compacto	1,20 a 1,63	11,0 a 12,4	15	20	18

Este estudo recomenda que as primeiras duas camadas, ou seja, o material de aterro e o lodo devem ser desprezados, encastrando-se a fundação no material mais resistente (Rególito). Refere ainda que não há presença de água, pelo menos até 6 m de profundidade – até onde foi efetuada a sondagem.

Neste caso as tensões de cálculo para os Estados Limite Último e de Serviço, serão consideradas as tensões admissíveis do terreno ( $\sigma_{adm}$ ) e são limitadas pelos seguintes valores, respetivamente:

$$q_{ELU} \leq 0,22 \text{ MPa}$$

$$q_{ELS} \leq 0,15 \text{ MPa}$$

Parte do estudo consultado encontra-se no Anexo II.

#### 5.1.3.2. Dimensionamento da fundação pelo *Método de Montoya* (Caso 3)

A metodologia que se segue é a mesma do caso anterior, pelo que a explicação do mesmo é apresentada no ponto 5.1.2.2.

Como referido anteriormente, o estudo geotécnico recomenda que o elemento de fundação seja fundado no terceiro estrato – Rególito xistoso – desprezando-se as primeiras duas camadas, por apresentarem uma menor resistência e pouca espessura. As tensões admissíveis do solo, apresentadas no mesmo estudo, correspondem à resistência do terreno a partir desse estrato.

Considerar-se-á para o efeito que o módulo de deformabilidade do solo é o dobro do módulo pressiométrico. Isto porque  $E_{PMT}/p_i^*$  é igual a 9, para meio do estrato (onde a fundação estará), valor apresentado graficamente no estudo geotécnico. Por consulta da Tabela 4.4 temos um  $\alpha$  de 0,5. Para o dimensionamento da fundação será então utilizado o peso específico, o ângulo de atrito e a coesão correspondentes a esse estrato, bem como a tensão admissível no ELU:

- $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ ;
- $\phi' = 20^\circ$ ;
- $c' = 15 \text{ kPa}$ ;
- $E_{PMT} / \alpha = 5 / 0,5 = 10 \text{ MPa} = E$  (assume-se o valor do módulo pressiométrico = 5 MPa porque o módulo de deformabilidade cresce em profundidade e a fundação encontra-se a meio do estrato);
- $q_{ELU} = 220 \text{ kPa}$ .

Como se considera que as forças perpendiculares à base da torre são mais condicionantes para o cálculo, apenas se obtém momento numa direção, pelo que a excentricidade na outra será nula. Visto que a tensão admissível em Estado Limite Último é semelhante à do caso anterior, a fundação apresenta a mesma dimensão. A segurança ao deslizamento aumenta visto que o terreno apresenta parâmetros resistentes mais elevados.

Tabela 5.19 – Dimensionamento da fundação pelo *Método de Montoya* (Caso 3)

A(=B) [m]	H [m]	PP [kN]	e1 [m]	e2 [m]	$\eta a = \eta_1$	$\eta b = \eta_2$	$\sigma_{med}$ [kPa]	$\sigma_1$ [kPa]	$\sigma_2$ [kPa]	$\sigma_3$ [kPa]
4,30	1,20	554,7	1,410	0,00	0,33	0,00	31,6	123,8	123,8	-118,8

Pela equação 60 obtém-se um fator de segurança ao derrube de:

$$\frac{(29 + 554,7) \frac{4,30}{2}}{(772,1 + 42,7 \times 1,20)} = 1,52$$

Pela junção das equações 61 e 62 obtém-se um fator de segurança ao deslizamento de:

$$\frac{(29 + 554,7) \tan \frac{2}{3} \times 20^\circ + 4,30 \times 0,5 \times 15}{42,7} = 4,00$$

Verificações:

$$\sigma_1 = 123,8 < 1,25 \times \sigma_{adm} = 262,5 \text{ kPa}$$

$$\gamma_{derrubamento} = 1,52 > 1,5$$

$$\gamma_{deslizamento} = 4,00 > 1,5$$

Assumindo a sapata quadrada rígida, o  $I_s$ , retirado da Tabela 3.1 é igual a 0,92. Os assentamentos totais, incluindo os deslocamentos das extremidades da fundação por rotação, são os seguintes:

Tabela 5.20 – Cálculo do assentamento pela tensão admissível (Caso 3)

E [MPa]	$\Delta q_s$ [kPa]	$I_s$	$s_i$ [cm]	$I_\omega$	$\tan(\omega)$	$s_\omega$ [cm]	$s_T$ [cm]
10,0	31,57	0,92	1,14	4,17	$3,69 \times 10^{-3}$	0,79	1,93

O estudo geotécnico refere que para a tensão admissível apresentada (ELS – 140 kPa) os assentamentos teóricos seriam inferiores ao centímetro. Comparando apenas com o valor do assentamento devido à ação vertical a premissa do estudo não se comprova mas fica bastante próxima. Isto deve-se ao estudo assumir que o elemento de fundação seria fundado no Rególito xistoso compactado, o que lhe conferia uma maior resistência, ou seja, um maior módulo de deformabilidade, que, por consequência, diminuirá o assentamento final. Neste caso de estudo a fundação encastra no Rególito xistoso mole.

#### 5.1.3.3. Dimensionamento através dos parâmetros obtidos pelo estudo geotécnico (Rennes)

A fundação irá ser dimensionada tal como no ponto 5.1.1.3. Admitir-se-á uma altura de sapata mínima igual a 1,2 metros, tal como no exemplo anterior. As dimensões da base da sapata obtidas, mais uma vez pelo processo iterativo, correspondem à menor dimensão que permitisse a verificação da segurança e, ao mesmo tempo, a menor quantidade de betão. Utilizou-se também o coeficiente de minoração igual a 1,35, nos esforços da *Combinação 2*, utilizado anteriormente. Como referido no *Método de Montoya*, o solo onde fundará o elemento de fundação é o aterro, cujos parâmetros geotécnicos são os seguintes:

- $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ ;
- $\phi' = 20^\circ$ ;
- $c' = 15 \text{ kPa}$ ;
- $\nu = 0,3$ ;
- $E = 10 \text{ MPa}$ .

Tabela 5.21 – Dimensionamento da fundação pelo EC7 (Caso 3)

	B [m]	H [m]	PP [kN]	e [m]	B' [m]	$q'$ [kPa]	Verificação		
							Qult [kN]	>	Fv + PP [kN]
EC7 (1)	3,80	1,20	415,9	1,735	0,33	29,2	713,8	>	590,4
EC7 (2)	3,80	1,20	415,9	1,310	1,18	21,6	1469,1	>	437,4

Tabela 5.22 – Verificação ao deslizamento pelo EC7 (Caso 3)

	Verificação		
	Dult [kN]	>	Fh [kN]
EC7 (1)	212,1	>	42,7
EC7 (2)	171,1	>	31,6

Os assentamentos neste caso, seguindo as expressões do caso anterior, são os seguintes:

Tabela 5.23 – Cálculo do assentamento pelo EC7

E [MPa]	$\Delta q_s$ [kPa]	$I_s$	$s_i$ [cm]	$I_\omega$	$\tan(\omega)$	$s_\omega$ [cm]	$s_T$ [cm]
10,0	30,81	0,92	0,98	4,17	$5,34 \times 10^{-3}$	1,01	1,93

#### 5.1.3.4. Comparação de resultados (Caso 3)

Mais uma vez comprova-se a otimização da fundação, no que se refere a quantidade de betão, utilizando parâmetros geotécnicos em detrimento da tensão admissível.

Tabela 5.24 – Comparação do dimensionamento da fundação entre os dois métodos (Caso 3)

Método	B [m]	H [m]	PP [kN]	e [m]	$V_{\text{betão}}$ [m <sup>3</sup> ]	$\Delta q_s$ [kPa]	$s_T$ [cm]
<i>Método de Montoya</i>	4,30	1,20	554,7	1,410	22,19	31,57	2,12
<i>EC7 – Combinação 1</i>	3,80	1,20	415,9	1,735	17,33	30,81	2,65

Temos então uma quantidade de betão, aproximadamente, 28% maior utilizando a tensão admissível como base de cálculo. Neste caso, o assentamento é igual pelas duas metodologias.

## 5.2. ASSENTAMENTOS DIFERENCIAIS

Os assentamentos verticais, desde que uniformes, não têm repercussões nos esforços, mesmo no caso de torres treliçadas. Um problema que pode afetar a estrutura seria os assentamentos diferenciais, no caso de uma torre com soluções de fundação isoladas por perna. Este estudo ainda não foi uma preocupação visto que os acidentes em torres deste tipo devido a instabilidade da fundação são muito raros. Pretende-se perceber como podem diferentes assentamentos em cada perna da estrutura afetar a mesma, ultrapassando a capacidade de solicitação dos perfis de aço que constituem o seu corpo rígido.

Serão então apresentados três estudos através da modelação de três torres no programa de cálculo *Robot Structural Analysis (Robot)*, onde se aplicará um assentamento numa das pernas das mesmas, simulando um assentamento diferencial devido a uma eventual heterogeneidade do solo de fundação. As modelações das estruturas foram efetuadas e gentilmente fornecidas pela Metalgalva. As estruturas modeladas no programa de cálculo referido não correspondem inteiramente ao objeto real, o que pode influenciar o estudo que se pretende efetuar, mas ainda assim proporcionam um estudo que permite algumas conclusões coerentes – conclusões que serão apresentadas posteriormente.

### 5.2.1. CASO DE ESTUDO 1

A torre designa-se por PA02D. É uma torre de telecomunicação triangular, com perfis tubulares nas três pernas e 62 m de altura. Suporta quatro plataformas de trabalho, e uma escada de acesso às mesmas. As ações principais na torre são o vento e o gelo. A modelação em *Robot* é apresentada na Fig. 5.6.





Fig. 5.6 – Modelação estrutural da torre PA02D em Robot

De modo a viabilizar-se o estudo do assentamento começou por se dimensionar a fundação da torre. Para o efeito admitiu-se os valores dos parâmetros geotécnicos de um solo comum, apto para fundação, apresentados no Caso 1 (ponto 5.1.1.1). Estes valores baseiam-se apenas numa observação visual *in situ* do solo:

- $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$ ;
- $\phi' = 30^\circ$ ;
- $c' = 5 \text{ kPa}$ ;
- $\nu = 0,3$ ;
- $E = 20 \text{ MPa}$ .

#### 5.2.1.1. Dimensionamento da fundação (Caso 1)

As ações aplicadas na parte superior da fundação, provenientes da superestrutura, foram retiradas do programa de cálculo automático e correspondem aos esforços no centro da fundação. Apresentam-se os esforços em Estados Limite Último e de Serviço, que representam os esforços das *Combinações 1* e *2* do EC7, respetivamente:

Tabela 5.25 – Esforços aplicados ao centro da fundação provenientes da superestrutura (Caso 1)

EC7	Robot	Fv [kN]	Fh [kN]	Mb [kN.m]
Combinação 1	ELU	274,6	136,5	4692,3
Combinação 2	ELS	171,0	98,8	3391,4

A Tabela 5.26 é retirada diretamente do *Robot* e apresenta a descrição das várias barras (família a que pertence, tipo de perfil, material constituinte), bem como a percentagem de solicitação a que a barra está sujeita, para o caso de carga respetivo. Apresentam-se então na Tabela 5.26 as percentagens de solicitação das barras mais solicitadas da superestrutura, antes da aplicação do assentamento. A solicitação corresponde ao caso de carga mais condicionante e é apresentada em percentagem, sendo que se essa percentagem ultrapassar os 100%, a barra esgota toda a sua resistência. As barras são divididas em famílias (grupos), consoante a sua solicitação. Dividem-se então por nível (altura em que se encontram) e por tipo de barra: diagonais, travessas (horizontais) e montantes (verticais). Algumas combinações utilizadas no programa são automáticas, seguindo o EC1 e outras são manuais, simulando a direção de aplicação da ação do vento na estrutura. As barras mais solicitadas encontram-se a meia altura da torre. As duas famílias mais solicitadas são as famílias 18 e 12, junto da plataforma com cota menos elevada, como se vê na Fig. 5.7.

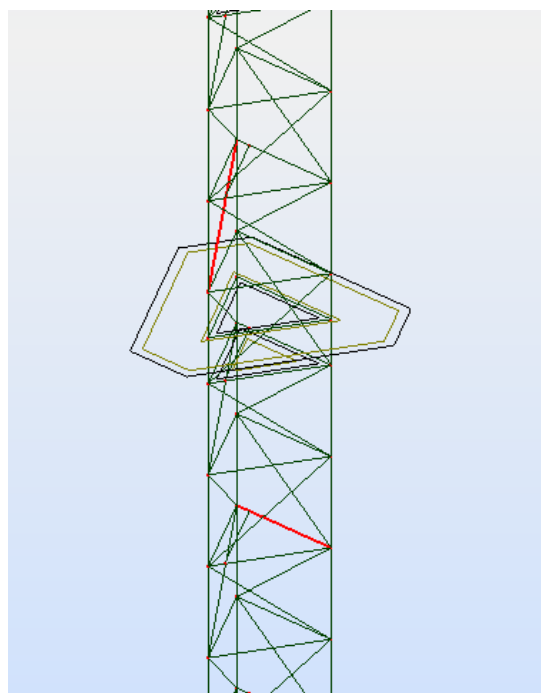


Fig. 5.7 – Barras mais solicitadas sem assentamento imposto – famílias 18 e 12 (Caso 1)

Tabela 5.26 – Máxima solicitação das barras mais solicitadas da estrutura – sem assentamento (Caso 1)

Peça	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicita	Caso
<b>Família : 18 DIAG_T5</b>						
139 L=0.950*_1	CAEP 90x6	S 355	63.53	124.14	0.96	18 ULS /103/
<b>Família : 12 TRAV_T6</b>						
226 L=1.000*_2	CAEP 45x5	S 275	105.91	206.72	0.93	18 ULS /75/
<b>Família : 24 MONT_T9</b>						
160	CHS 323.9x1	S 275	26.55	26.55	0.91	18 ULS /94/
<b>Família : 32 TRAV_T8</b>						
277 L=1.000*_2	CAEP 90x6	S 275	51.87	101.35	0.90	18 ULS /97/
<b>Família : 5 MONT_T5</b>						
121 L=0.250*_1	CHS 219.1x6	S 355	19.44	19.44	0.89	18 ULS /94/
<b>Família : 23 MONT_T8</b>						
154	CHS 323.9x1	S 275	26.51	26.51	0.89	18 ULS /94/
<b>Família : 25 MONT_T10</b>						
159	CHS 323.9x1	S 275	26.55	26.55	0.88	18 ULS /94/
<b>Família : 21 MONT_T11</b>						
168	CHS 323.9x1	S 275	31.20	31.20	0.87	18 ULS /94/
<b>Família : 34 TRAV_T10</b>						
174 L=1.000*_1	CAEP 80x6	S 275	88.81	173.73	0.84	18 ULS /72/
<b>Família : 6 MONT_T6</b>						
217 L=0.250*_2	CHS 244.5x8	S 355	17.51	17.51	0.84	18 ULS /94/
<b>Família : 20 TRAV_T7</b>						
254 L=1.000*_2	CAEP 50x5	S 275	94.61	184.99	0.82	18 ULS /75/
<b>Família : 4 MONT_T4</b>						
91 L=0.250*_1	CHS 193.7x5	S 355	21.94	21.94	0.79	18 ULS /94/
<b>Família : 36 TRAV_INT_J</b>						
314 L=1.000*_3	CAEP 70x5	S 275	82.67	161.48	0.78	18 ULS /15/
<b>Família : 16 DIAG_T3</b>						
79 L=0.950*_1	CAEP 80x6	S 275	71.66	140.18	0.78	18 ULS /100/
<b>Família : 11 TRAV_T5</b>						
133 L=1.000*_1	CAEP 45x5	S 275	105.91	206.72	0.78	18 ULS /75/
<b>Família : 13 TRAV_INT</b>						
23 L=1.000*_2	CAEP 60x5	S 275	67.90	132.78	0.77	18 ULS /3/
<b>Família : 35 TRAV_T11</b>						
206 L=1.000*_2	CAEP 100x7	S 355	86.80	169.83	0.75	18 ULS /72/

De modo a haver assentamentos diferenciais prejudiciais à estrutura é necessário que as fundações sejam isoladas por perna de torre. A solução de fundação utilizada foi então a sapata em escada isolada por perna de torre, com três patamares. A Fig. 5.8 apresenta um desenho representativo da solução de fundação utilizada. É verificada a segurança em relação à capacidade resistente do terreno à compressão, ao deslizamento e ao arranque.

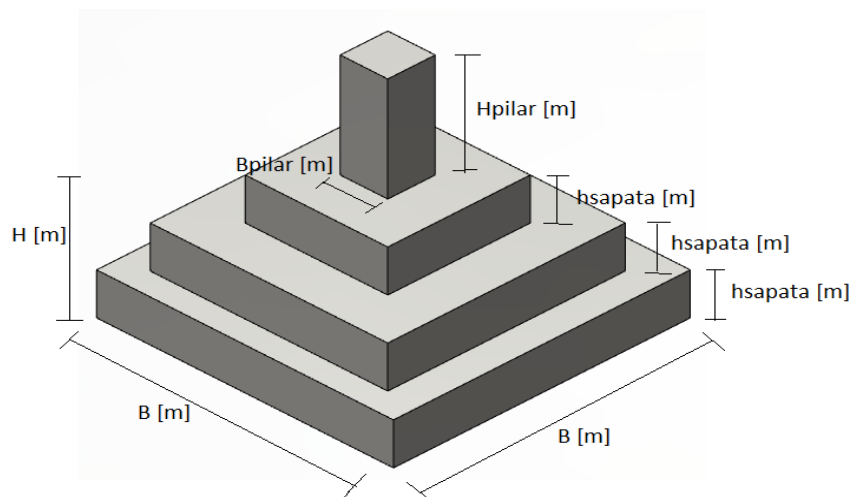


Fig. 5.8 – Exemplo representativo da solução de fundação de uma sapata em escada

Os perfis tubulares verticais da base da torre têm um diâmetro de 324 mm pelo que se considerou a base do pilar ( $B_{\text{pilar}}$ ) com 0,8 m de largura. Considerou-se ainda o embebimento da torre de 1,5 m. As dimensões otimizadas obtidas para a fundação são as seguintes:

Tabela 5.27 – Dimensões da sapata em escada (Caso 1)

B [m]	H [m]	$h_{\text{sapata}}$ [m]	$B_{\text{pilar}}$ [m]	$H_{\text{pilar}}$ [m]
2,80	0,72	0,24	0,80	1,00

O que condicionou o dimensionamento da fundação foi a capacidade resistente da fundação ao arranque, para a *Combinação 1*, da *Abordagem 1* do EC7. As respetivas verificações são as seguintes:

Tabela 5.28 – Verificações de segurança da sapata comum (Caso 1)

Verificações							
Qult [kN]		Fv + PP [kN]		Dult [kN]		Fh [kN]	
12926,2	>	909,3		578,4	>	45,5	
						469,6	>
5147,1	>	689,0		388,3	>	32,9	
						435,0	>
							339,1

Visto que o momento se transforma num binário, traduzindo-se num acréscimo de carga vertical em cada perna da estrutura, o assentamento é apenas devido à ação vertical. Assumindo o solo homogêneo abaixo de todas as pernas da torre, o assentamento total é o seguinte:

Tabela 5.29 – Assentamentos totais devido à ação vertical (Caso 1)

E [MPa]	$\Delta q_s$ [kPa]	$I_s$	$s_i = s_T$ [cm]
20	98,74	0,92	1,16

### 5.2.1.2. Aplicação de um assentamento diferencial (Caso 1)

De modo a estudar a possibilidade do efeito adverso desta ação, aplicar-se-á, no programa de cálculo, um assentamento numa das pernas da estrutura.

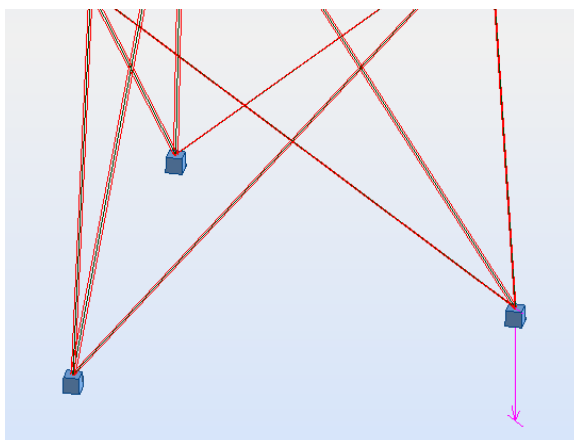


Fig. 5.9 – Assentamento imposto numa das pernas da torre (Robot)

Para o efeito considerar-se-á que o diferencial seria igual ao assentamento obtido anteriormente, ou seja, numa das pernas teríamos o dobro do assentamento. Temos então o acréscimo de solicitação nas barras mais condicionantes, com um assentamento imposto de 1,16 cm:

Tabela 5.30 – Máxima solicitação das barras mais solicitadas – com assentamento = 1,16 cm (Caso 1)

Peça	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicita	Caso
Família : 21 MONT_T11						
168	✗ CHS 323.9x1	S 275	31.20	31.20	1.27	18 ULS /94/
Família : 35 TRAV_T11						
206 L=1.000*_1_2	✗ CAEP 100x7	S 355	86.80	169.83	1.01	18 ULS /66/
Família : 18 DIAG_T5						
139 L=0.950*_1_1	☑ CAEP 90x6	S 355	63.53	124.14	0.96	18 ULS /103/
Família : 12 TRAV_T6						
226 L=1.000*_1_2	☑ CAEP 45x5	S 275	105.91	206.72	0.93	18 ULS /75/
Família : 24 MONT_T9						
160	☑ CHS 323.9x1	S 275	26.55	26.55	0.91	18 ULS /94/
Família : 32 TRAV_T8						
277 L=1.000*_1_2	☑ CAEP 90x6	S 275	51.87	101.35	0.90	18 ULS /97/
Família : 5 MONT_T5						
121 L=0.250*_1_1	☑ CHS 219.1x6	S 355	19.44	19.44	0.89	18 ULS /94/
Família : 23 MONT_T8						
154	☑ CHS 323.9x1	S 275	26.51	26.51	0.89	18 ULS /94/
Família : 34 TRAV_T10						
174 L=1.000*_1_1	☑ CAEP 80x6	S 275	88.81	173.73	0.88	18 ULS /66/

As barras que anteriormente eram as mais solicitadas (famílias 18 e 12) mantêm a percentagem de solicitação que apresentavam. As barras que sofreram um aumento significativo de solicitação foram

as barras na base da torre. As famílias 21 e 35 tiveram um acréscimo de solicitação 40% e 26%, respectivamente, esgotando assim a sua resistência.

A distância entre pernas da torre é de 3,71 m. É possível encontrar uma heterogeneidade do solo que permita o dobro do assentamento numa das pernas, em relação às restantes, mas a probabilidade disso acontecer não é muito alta. Passou-se então a estudar o caso de um deslocamento imposto igual a metade do valor do assentamento total obtido no ponto 5.2.2, ou seja, de 0,6 cm. Os valores dos acréscimos são apresentados na Tabela 5.31.

Tabela 5.31– Máxima solicitação das barras mais solicitadas da estrutura – com assentamento = 0,6 cm (Caso 1)

Peça	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicita	Caso
<b>Família : 21 MONT_T11</b>						
168	✗ CHS 323.9x1	S 275	31.20	31.20	1.02	18 ULS /94/
<b>Família : 18 DIAG_T5</b>						
139 L=0.950* <sub>L</sub> _1	☑ CAEP 90x6	S 355	63.53	124.14	0.96	18 ULS /103/
<b>Família : 12 TRAV_T6</b>						
226 L=1.000* <sub>L</sub> _2	☑ CAEP 45x5	S 275	105.91	206.72	0.93	18 ULS /75/
<b>Família : 24 MONT_T9</b>						
160	☑ CHS 323.9x1	S 275	26.55	26.55	0.91	18 ULS /94/
<b>Família : 32 TRAV_T8</b>						
277 L=1.000* <sub>L</sub> _2	☑ CAEP 90x6	S 275	51.87	101.35	0.90	18 ULS /97/
<b>Família : 5 MONT_T5</b>						
121 L=0.250* <sub>L</sub> _1	☑ CHS 219.1x6	S 355	19.44	19.44	0.89	18 ULS /94/
<b>Família : 23 MONT_T8</b>						
154	☑ CHS 323.9x1	S 275	26.51	26.51	0.89	18 ULS /94/
<b>Família : 25 MONT_T10</b>						
159	☑ CHS 323.9x1	S 275	26.55	26.55	0.88	18 ULS /94/
<b>Família : 35 TRAV_T11</b>						
206 L=1.000* <sub>L</sub> _2	☑ CAEP 100x7	S 355	86.80	169.83	0.88	18 ULS /66/

Os acréscimos de solicitação nas barras obtidos foram obviamente mais baixos. Neste caso apenas as barras da família 21 esgotam a sua resistência, obtendo-se um acréscimo de solicitação nas mesmas da ordem dos 15%.

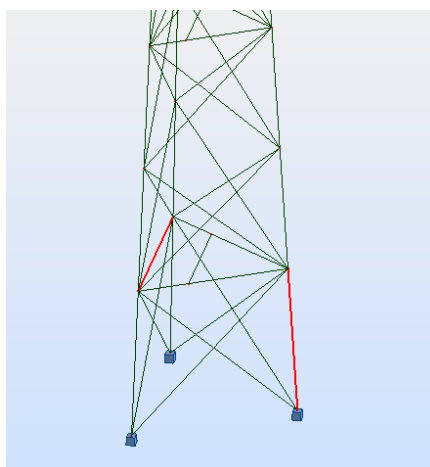


Fig. 5.10 – Barras mais solicitadas com assentamento imposto – famílias 21 e 35 (Caso 1)

## 5.2.2. CASO DE ESTUDO 2

Neste segundo caso, o estudo é efetuado igualmente numa torre de telecomunicação triangular, com perfis tubulares nas três pernas e 60 m de altura. Suporta duas plataformas de trabalho. A dimensão entre pernas da torre é de 5,5 m. As ações principais na torre são o vento e o gelo. A modelação em *Robot* é apresentada na Fig. 5.11.

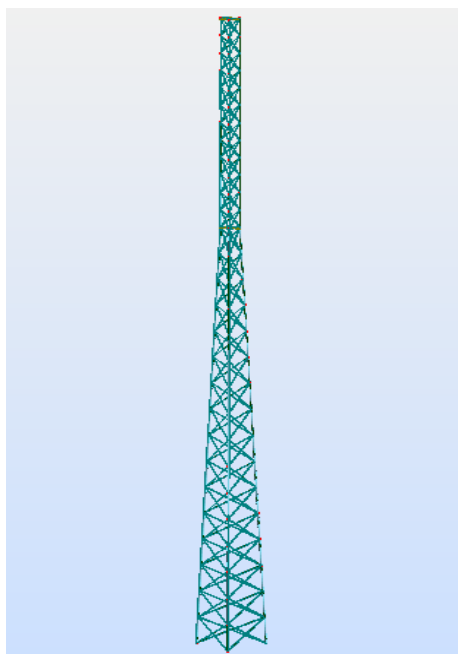


Fig. 5.11 – Modelação estrutural em *Robot* da torre de telecomunicação com 60 m

Os valores dos parâmetros geotécnicos admitidos foram os do caso anterior:

- $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$ ;
- $\phi' = 30^\circ$ ;
- $c' = 5 \text{ kPa}$ ;
- $\nu = 0,3$ ;
- $E = 20 \text{ MPa}$ .

### 5.2.2.1. Dimensionamento da fundação (Caso 2)

Neste caso apenas se retiraram do programa os esforços em ELU. Considerou-se por isso que os esforços em ELS iguais aos esforços respetivos em ELU minorados por um coeficiente igual a 1,3. O esforço vertical mantém-se com o mesmo valor. Apresentam-se os esforços em Estados Limite Último e de Serviço, que representam os esforços das *Combinações 1* e *2* do EC7, respetivamente:

Tabela 5.32 – Esforços aplicados ao centro da fundação provenientes da superestrutura (Caso 2)

EC7	Robot	Fv [kN]	Fh [kN]	Mb [kN.m]
Combinação 1	ELU	42,6	80,1	2596,1
Combinação 2	ELS	32,8	60,2	1952,0

Apresentam-se na Tabela 5.33 a percentagem de solicitação das barras mais solicitadas da superestrutura, antes da aplicação do assentamento. A família 11 é a mais solicitadas – barras destacadas na Fig. 5.12.

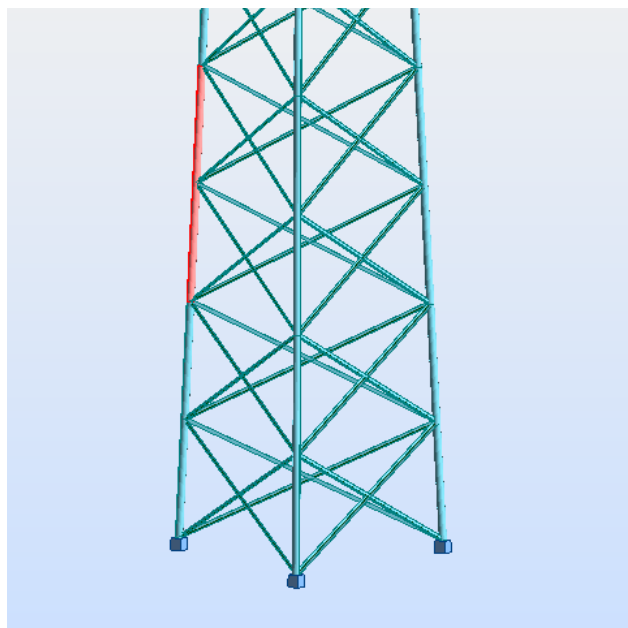


Fig. 5.12 – Barras mais solicitadas sem assentamento imposto – família 11 (Caso 2)

Tabela 5.33 – Máxima solicitação das barras mais solicitadas da estrutura – sem assentamento (Caso 2)

Peça	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicita	Caso
<b>Família : 11 MONT_T11</b>						
115	OK CHS 168.3x3.	S 355	42.99	42.99	0.92	6 ULS /11/
<b>Família : 4 MONT_T4</b>						
158	OK CHS 114.3x3.	S 275	42.48	42.48	0.88	6 ULS /11/
<b>Família : 12 MONT_T12</b>						
116	OK CHS 168.3x4	S 355	43.10	43.10	0.88	6 ULS /11/
<b>Família : 8 MONT_T8</b>						
112	OK CHS 139.7x3.	S 355	52.02	52.02	0.86	6 ULS /11/
<b>Família : 3 MONT_T3</b>						
207	OK CHS 88.9x3	S 275	54.79	54.79	0.85	6 ULS /11/

A solução de fundação utilizada foi novamente a sapata em escada isolada por perna de torre. Os perfis tubulares verticais da base da torre têm um diâmetro de 170 mm pelo que se considerou a base do pilar ( $B_{\text{pilar}}$ ) com 0,6 m de largura. Considerou-se também o embebiamento da torre de 1,5 m. As dimensões otimizadas obtidas para a fundação são as seguintes:

Tabela 5.34 – Dimensões da sapata em escada (Caso 2)

B [m]	H [m]	$h_{\text{sapata}}$ [m]	$B_{\text{pilar}}$ [m]	$H_{\text{pilar}}$ [m]
3,15	0,72	0,24	0,60	1,00



Mais uma vez o que condicionou o dimensionamento da fundação foi a capacidade resistente da fundação ao arranque, para a *Combinação 1*, da *Abordagem 1* do EC7. As respetivas verificações são as que se resumem na Tabela 5.35:

Tabela 5.35 – Verificações de segurança da sapata em escada (Caso 2)

Verificações							
Qult [kN]		Fv + PP [kN]	Dult [kN]		Fh [kN]	Uult [kN]	Fv [kN]
16767,6	>	920,6	585,3	>	26,7	473,7	> 472,0
6643,4	>	725,5	414,4	>	20,1	470,5	> 354,9

Assumindo o solo homogéneo abaixo de todas as pernas da torre, o assentamento total é o seguinte:






Tabela 5.36 – Assentamentos totais devido à ação vertical (Caso 2)

E [MPa]	$\Delta q_s$ [kPa]	$I_s$	$s_i = s_T$ [cm]
20	83,18	0,92	1,10

#### 5.2.2.2. Aplicação de um assentamento diferencial (Caso 2)

Aplicou-se novamente um assentamento imposto numa das pernas da torre e considerou-se os dois casos de assentamento definidos no exemplo anterior: igual ao assentamento total (1,1 cm) e metade do mesmo (0,5 cm). Temos então o acréscimo de solicitação nas barras mais condicionantes, com um assentamento imposto de 1,1 cm, apresentado na Tabela 5.37:

Tabela 5.37 – Máxima solicitação das barras mais solicitadas – com assentamento = 1,1 cm (Caso 2)

Peça	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicita	Caso
Família : 12 MONT_T12						
116	 CHS 168.3x4	S 355	43.10	43.10	1.00	6 ULS /11/
Família : 11 MONT_T11						
115	 CHS 168.3x3	S 355	42.99	42.99	0.90	6 ULS /11/
Família : 4 MONT_T4						
158	 CHS 114.3x3	S 275	42.48	42.48	0.88	6 ULS /11/
Família : 8 MONT_T8						
112	 CHS 139.7x3	S 355	52.02	52.02	0.86	6 ULS /11/
Família : 3 MONT_T3						
207	 CHS 88.9x3	S 275	54.79	54.79	0.85	6 ULS /11/

As barras que anteriormente eram as mais solicitadas (família 11) demonstram um alívio de solicitação muito pequeno, que se deve provavelmente ao facto do assentamento ter sido aplicado noutra perna que não a da barra mais carregada, aliviando assim esta última. As barras que sofreram um aumento significativo da percentagem de solicitação foram as da família 12 [Fig. 5.13], que apresenta um acréscimo de solicitação 12%, esgotando assim a sua resistência, no limite (100%).

A Tabela 5.38 mostra o acréscimo de solicitação nas barras mais condicionantes, com um assentamento imposto de 0,5 cm.

Tabela 5.38 – Máxima solicitação das barras mais solicitadas – com assentamento = 0,6 cm (Caso 2)

Peça	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicita	Caso
<b>Família : 12 MONT_T12</b>						
116	OK CHS 168.3x4	S 355	43.10	43.10	0.91	6 ULS /11/
<b>Família : 11 MONT_T11</b>						
115	OK CHS 168.3x3.	S 355	42.99	42.99	0.91	6 ULS /11/
<b>Família : 4 MONT_T4</b>						
158	OK CHS 114.3x3.	S 275	42.48	42.48	0.88	6 ULS /11/
<b>Família : 8 MONT_T8</b>						
112	OK CHS 139.7x3.	S 355	52.02	52.02	0.86	6 ULS /11/
<b>Família : 3 MONT_T3</b>						
207	OK CHS 88.9x3	S 275	54.79	54.79	0.85	6 ULS /11/

Os acréscimos de solicitação nas barras obtidos foram obviamente mais baixos. Neste caso nenhuma família esgota a sua resistência. A família 12 volta a apresentar um acréscimo de solicitação mas pouco significativo, da ordem dos 3%.

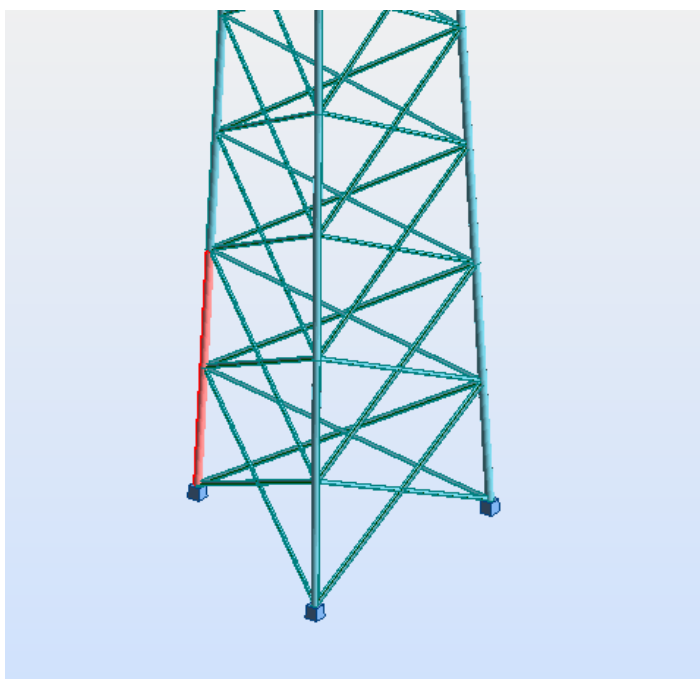


Fig. 5.13 – Barras mais solicitadas com assentamento imposto – família 12 (Caso 2)

### 5.2.3. CASO DE ESTUDO 3

Neste terceiro caso, o estudo é efetuado numa torre de telecomunicação mas com base quadrangular, com cantoneiras nas quatro pernas e 40 m de altura. A distância entre pernas da torre é de 4,5 m. Como no caso anterior, suporta duas plataformas de trabalho. As ações principais na torre são o vento e o gelo. A modelação em *Robot* é apresentada na Fig. 5.14.

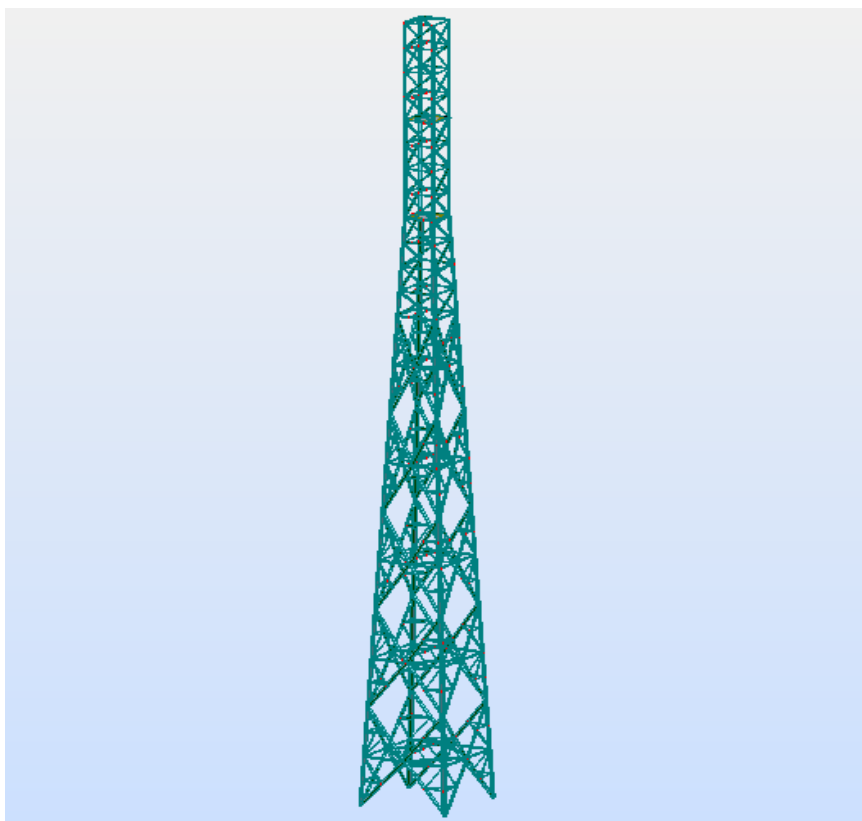


Fig. 5.14 – Modelação estrutural em *Robot* da torre de telecomunicação com 40 m

Os valores dos parâmetros geotécnicos admitidos foram os dos casos anteriores:

- $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$ ;
- $\phi' = 30^\circ$ ;
- $c' = 5 \text{ kPa}$ ;
- $\nu = 0,3$ ;
- $E = 20 \text{ MPa}$ .

#### 5.2.3.1. Dimensionamento da fundação (Caso 3)

Neste caso apenas se retiraram do programa os esforços em ELU. Considerou-se por isso que os esforços em ELS iguais aos esforços respetivos em ELU minorados por um coeficiente igual a 1,3. O esforço vertical mantém-se com o mesmo valor. Apresentam-se, na Tabela 5.39, os esforços em Estados Limite Último e de Serviço, que representam os esforços das *Combinações 1* e *2* do EC7, respetivamente:

Tabela 5.39 – Esforços aplicados ao centro da fundação provenientes da superestrutura (Caso 3)

EC7	Robot	Fv [kN]	Fh [kN]	Mb [kN.m]
Combinação 1	ELU	108,9	198,5	5199,9
Combinação 2	ELS	83,8	152,7	3999,9

Apresentam-se na Tabela 5.40 as percentagens de solicitação das barras mais solicitadas da superestrutura, antes da aplicação do assentamento. A família 7 é a mais solicitada, como se mostra na Fig. 5.15.

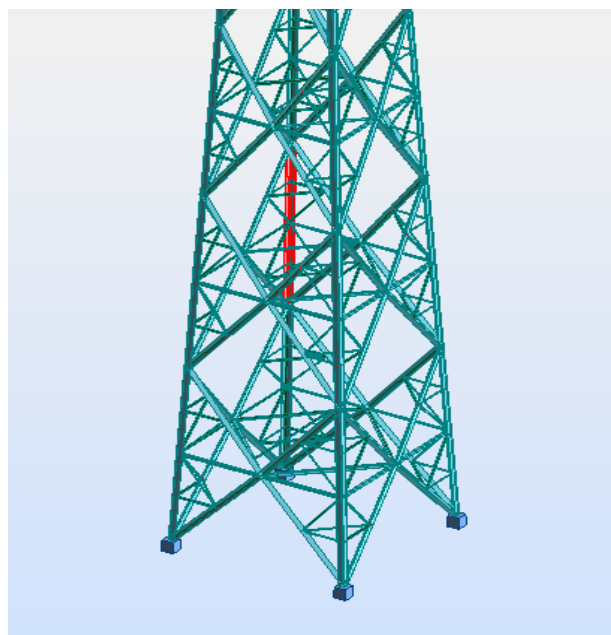


Fig. 5.15 – Barras mais solicitadas sem assentamento imposto – família 7 (Caso 3)

Tabela 5.40 – Máxima solicitação das barras mais solicitadas da estrutura – sem assentamento (Caso 3)

Peça	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicita	Caso
<b>Família : 7 MONT_T8</b>						
979	OK CAEP 160x15	S 355	20.35	39.95	0.98	22 ULS /177/
<b>Família : 19 TRAV_T4</b>						
48 L=1.000*_l_48	OK CAEP 65x5	S 275	59.67	117.14	0.95	22 ULS /265/
<b>Família : 17 TRAV_T2</b>						
610 L=1.000*_l_6	OK CAEP 50x4	S 275	77.95	152.73	0.93	22 ULS /197/
<b>Família : 8 MONT_T9</b>						
980	OK CAEP 160x17	S 355	20.44	40.09	0.92	22 ULS /177/
<b>Família : 6 MONT_T7</b>						
106	OK CAEP 150x14	S 355	21.70	42.61	0.92	22 ULS /177/
<b>Família : 9 DIAG_T2</b>						
767 L=0.925*_l_7	OK CAEP 75x5	S 275	61.61	121.53	0.89	22 ULS /247/

A solução de fundação utilizada foi novamente a sapata em escada isolada por perna de torre. As cantoneiras verticais da base da torre têm um diâmetro de 250 mm pelo que se considerou a base do pilar ( $B_{\text{pilar}}$ ) com 0,7 m de largura. Considerou-se também o embebimento da torre de 1,5 m. As dimensões otimizadas obtidas para a fundação são as seguintes:

Tabela 5.41 – Dimensões da sapata em escada (Caso 3)

B [m]	H [m]	$h_{\text{sapata}}$ [m]	$B_{\text{pilar}}$ [m]	$H_{\text{pilar}}$ [m]
3,50	0,72	0,24	0,70	1,00

Mais uma vez o que condicionou o dimensionamento da fundação foi a capacidade resistente da fundação ao arranque, para a *Combinação 1*, da *Abordagem 1* do EC7. As respetivas verificações são as seguintes:

Tabela 5.42 – Verificações de segurança da sapata em escada (Caso 3)

Verificações									
Qult [kN]		Fv + PP [kN]	Dult [kN]		Fh [kN]		Uult [kN]		Fv [kN]
21204,3	>	1142,0	711,0	>	49,6	581,7	>	577,8	
8361,1	>	910,6	506,2	>	38,2	575,4	>	444,4	

Assumindo o solo homogéneo abaixo de todas as pernas da torre, o assentamento total é o seguinte:

Tabela 5.43 – Assentamentos totais devido à ação vertical (Caso 3)

E [MPa]	$\Delta q_s$ [kPa]	$I_s$	$s_i = s_T$ [cm]
20	94,64	0,92	1,39

#### 5.2.3.2. Aplicação de um assentamento diferencial (Caso 3)

Aplicou-se novamente um assentamento imposto numa das pernas da torre e considerou-se os dois casos de assentamento definidos no exemplo anterior: igual ao assentamento total (1,4 cm) e metade do mesmo (0,7 cm). Temos então o acréscimo de solicitação nas barras mais condicionantes, com um assentamento imposto de 1,4 cm:

Tabela 5.44 – Máxima solicitação das barras mais solicitadas – com assentamento = 1,4 cm (Caso 3)

Peça	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicita	Caso
Família : 28 QUAD_T8						
986 L=1.000*_l_9	CAEP 65x5	S 275	105.48	207.08	4.20	22 ULS /21/
Família : 29 QUAD_T9						
995 L=1.000*_l_9	CAEP 80x5	S 275	95.85	189.22	3.84	22 ULS /27/
Família : 27 QUAD_T7						
554 L=1.000*_l_5	CAEP 60x4	S 275	98.16	193.43	2.06	22 ULS /177/
Família : 8 MONT_T9						
976	CAEP 160x17	S 355	20.44	40.09	1.14	22 ULS /180/
Família : 16 DIAG_T9						
1086 L=0.500*_l_	CAEP 120x8	S 355	36.17	70.91	1.13	22 ULS /189/
Família : 26 QUAD_T6						
553 L=1.000*_l_5	CAEP 50x4	S 275	100.99	197.88	1.04	22 ULS /177/
Família : 19 TRAV_T4						
48 L=1.000*_l_48	CAEP 65x5	S 275	59.67	117.14	0.95	22 ULS /265/
Família : 7 MONT_T8						
975	CAEP 160x15	S 355	20.35	39.95	0.95	22 ULS /180/

As barras que sofreram um aumento significativo da percentagem de solicitação foram as das famílias 28 e 29 [Tabela 5.44], que, antes do assentamento, apresentavam solicitações entre 40% e 48%. Depois da aplicação do assentamento, apresentaram um acréscimo de solicitação que ultrapassou a capacidade resistente das barras mais de 300%. Refere-se que estas famílias são conjuntos de barras horizontais de travamento, pelo que se percebe que apresentem maiores esforços do que as verticais, que pouco acréscimo apresentam.

A Tabela 5.45 mostra o acréscimo de solicitação nas barras mais condicionantes, com um assentamento imposto de 0,7 cm.

Tabela 5.45 – Máxima solicitação das barras mais solicitadas – com assentamento = 0,7 cm (Caso 3)

Peça	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicita	Caso
Família : 28 QUAD_T8						
986 L=1.000*_l_9	CAEP 65x5	S 275	105.48	207.08	2.35	22 ULS /21/
Família : 29 QUAD_T9						
995 L=1.000*_l_9	CAEP 80x5	S 275	95.85	189.22	2.12	22 ULS /27/
Família : 27 QUAD_T7						
554 L=1.000*_l_5	CAEP 60x4	S 275	98.16	193.43	1.40	22 ULS /177/
Família : 8 MONT_T9						
976	CAEP 160x17	S 355	20.44	40.09	0.95	22 ULS /180/
Família : 19 TRAV_T4						
48 L=1.000*_l_48	CAEP 65x5	S 275	59.67	117.14	0.95	22 ULS /265/
Família : 17 TRAV_T2						
610 L=1.000*_l_6	CAEP 50x4	S 275	77.95	152.73	0.93	22 ULS /197/
Família : 7 MONT_T8						
979	CAEP 160x15	S 355	20.35	39.95	0.91	22 ULS /181/

Os acréscimos de solicitação obtidos nas barras foram mais baixos que no exemplo anterior, mas ainda bastante elevados. Neste caso as famílias 28 e 29 esgotam a sua resistência, ultrapassando os 200% de solicitação. A Fig. 5.16 mostra as duas famílias com maior acréscimo de solicitação, após a aplicação do assentamento.

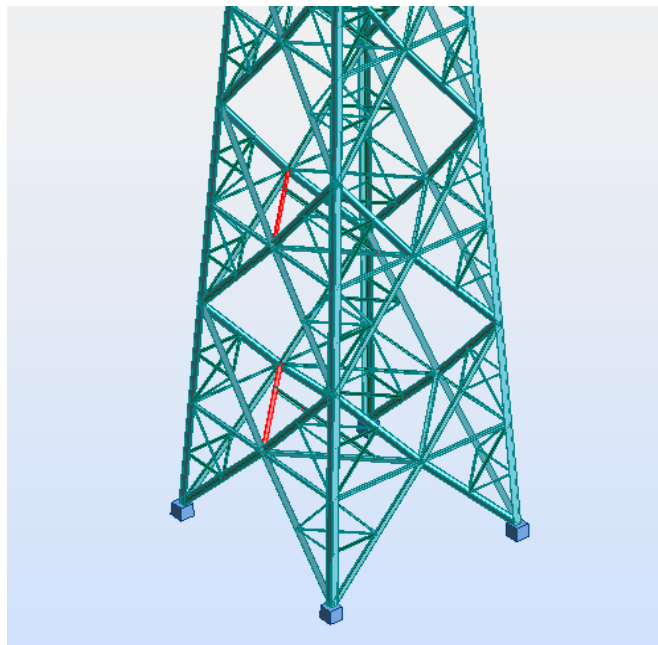


Fig. 5.16 – Barras mais solicitadas com assentamento imposto – famílias 28 e 29 (Caso 3)

#### 5.2.4. CONCLUSÃO

Os valores do acréscimo de solicitação obtidos nos três exemplos anteriores são ainda significativos no cálculo de uma estrutura deste tipo, principalmente no caso da torre quadrangular. Exclui-se o caso do assentamento de 0,5 cm no segundo exemplo (ponto 5.2.2.2), que apresenta um aumento dos esforços nas barras pouco significativo. Em relação às duas torres triangulares, as duas apresentam a mesma altura e, no entanto, acréscimos de solicitação diferentes para o mesmo assentamento. A diferença advém da distância entre pernas. No segundo caso a torre apresenta uma distância entre pernas maiores do que no primeiro. Isto fará com que os esforços do binário, criados pelo momento aplicado à torre, sejam menores, daí um menor aumento de solicitação nas barras.

A torre quadrangular apresenta um acréscimo de solicitação em algumas famílias de barras muito mais elevado do que nos outros dois casos. A justificação pode incidir na geometria da torre e no número de ligações entre barras, ou seja, incide no facto da torre quadrangular apresentar mais hiperestaticidade. Como se verificou, os acréscimos deram-se em famílias de barras horizontais (barras de travamento interior ou secundário), enquanto nas barras verticais pouco ou nada se refletiu o assentamento imposto. A quantidade de pontos de ligação traduz-se num maior número de barras, o que torna a estrutura mais rígida, razão pela qual, as barras esgotam a sua capacidade para assentamentos menores. O esqueleto principal da torre quadrangular não apresentou acréscimos de solicitação, ao contrário das torres triangulares que apresentaram os acréscimos em alguns montantes principais. A diferença está na rigidez dos perfis principais, que diferem entre a torre quadrangular e as triangulares. A primeira é constituída por cantoneiras que são elementos mais flexíveis do que os perfis tubulares,

constituintes das torres triangulares. Refere-se ainda que os esforços no centro da fundação, após a aplicação do deslocamento imposto, não variam.

Todavia, o modelo da torre no *Robot* não corresponde totalmente à realidade. O programa admite os nós de ligação entre as barras como elementos rígidos, quando na realidade este tipo de torres apresenta uma enorme flexibilidade, devido ao material da mesma, bem como às folgas existentes nas ligações das barras. Os elementos de ligação (porcas, chapas, etc) apresentam folgas impostas de milímetros (no mínimo 2 mm) que permitem a deformação da torre sem grandes acréscimos de solicitação nas barras. Era necessário um estudo não linear, que incida tanto no material como na geometria, mais aprofundado sobre o assunto e uma modelação que se aproximasse mais ao objeto real. No entanto, este estudo demonstra que os assentamentos diferenciais podem assumir alguma importância e não devem ser ignorados. Não deve ser utilizada a tensão admissível para este tipo de estudos pois os mesmos requerem que se estime o valor do assentamento do solo. Conclui-se também que estruturas fundadas em sapatas isoladas devem apresentar critérios de dimensionamento, em relação aos assentamentos admissíveis, mais exigentes do que estruturas fundadas numa fundação comum. Acrescenta-se ainda que o estudo dos assentamentos diferenciais poderia incidir na variação do módulo de deformabilidade do solo, obtido através do PMT, pois são valores obtidos diretamente de um ensaio bastante fiável e demonstram uma variação real desse parâmetro.



# 6

## FERRAMENTA DE CÁLCULO

### 6.1. DESCRIÇÃO DA FERRAMENTA

A rapidez e eficácia de resposta a um dado projeto é uma vantagem enorme num mercado de trabalho competitivo, como é o mercado onde a Metalogalva se insere. Quanto mais automatizada forem a entrada e saída de informação, mais rápida é a elaboração de uma solução. As ferramentas de cálculo são instrumentos muito vantajosos, mais ou menos elaborados, neste campo. O recurso a ferramentas de cálculo é já habitual em empresas que necessitem de fornecer uma resposta rápida ao cliente, com o risco de perder um projeto, aumentando um recurso precioso que é o *tempo*. A ferramenta *excel* permite uma variedade de soluções práticas e simples no âmbito de ferramentas automáticas, principalmente se aliada com programação.

Partindo desta linha de pensamento, nasceu um pedido da Metalogalva com o objetivo de se elaborar uma ferramenta de cálculo que automatizasse o dimensionamento de algumas soluções de fundações para torres de grande altura. A empresa não é especializada em fundações ou qualquer tipo de elemento em betão. A ferramenta torna-se então, mais do que um instrumento de cálculo, uma viabilização dos métodos de cálculo utilizados pela mesma, bem com uma adaptação dos mesmos ao *Eurocódigo 7* – norma ainda pouco utilizada nos dimensionamentos efetuados na empresa.

Para o efeito, programou-se a folha de cálculo em *excel* recorrendo-se a *Visual Basic for Applications*. A ferramenta consiste em 15 separadores, dividindo-se, cromaticamente, em 2 separadores de cálculo, 3 separadores de introdução de dados e 10 separadores de saída de informação (*output*). O funcionamento da mesma parte de uma cadeia de relação entre as várias folhas, onde o ponto de partida é a introdução de dados nos separadores respetivos, que por sua vez permite o cálculo de algumas soluções de fundações para o tipo de torres referidos nos capítulos anteriores. Os resultados e respetivas metodologias são então enviados para folhas de *output*, como dados de informação de projeto a serem consultados, tanto pela empresa como pelo cliente. O processo intermédio, ou seja, o dimensionamento da fundação propriamente dito, foi realizado de modo a permitir um dimensionamento “manual”, onde o utilizador pode introduzir os dados à sua vontade, obtendo as respetivas verificações de imediato e um dimensionamento “automático”, onde, através do recurso a um botão, a própria ferramenta dimensiona automaticamente a fundação, apresentando no final as soluções que verificaram a segurança, bem como a solução mais económica. A ferramenta permite ainda uma comparação económica entre os vários tipos de solução dimensionados, num separador elaborado para o efeito.

A Tabela 6.1 apresenta os vários separadores da folha de cálculo, por ordem, distinguindo-as por tipo de separador e descrevendo-as sucintamente.

Tabela 6.1 – Descrição dos vários separadores da folha de cálculo

nº	Nome do separador	Tipo de separador	Descrição do separador
1	IntDados	<i>Input</i>	Introdução de dados sobre a geometria da torre, esforços aplicados à fundação e parâmetros geotécnicos do solo.
2	FundBetão	Cálculo	Dimensionamento de todos os tipos de fundação em betão.
3	FundMetálica	Cálculo	Dimensionamento de todos os tipos de fundação metálica.
4	SapComum	<i>Output</i>	Apresentação dos resultados da viabilização das soluções de uma sapata comum a toda a torre, através do dimensionamento automático.
5	SapPerna	<i>Output</i>	Apresentação dos resultados da viabilização das soluções de uma sapata por perna de torre, através do dimensionamento automático.
6	SapEnterrada	<i>Output</i>	Apresentação dos resultados da viabilização das soluções de uma sapata enterrada comum a toda a torre, através do dimensionamento automático.
7	Monobloco	<i>Output</i>	Apresentação dos resultados da viabilização das soluções de um monobloco, através do dimensionamento automático.
8	GrelhMetálica	<i>Output</i>	Apresentação dos resultados da viabilização das soluções de uma grelha metálica por perna de torre, através do dimensionamento automático.
9	Comparação	Cálculo	Comparação económica de todos os tipos de solução de fundação dimensionados.
10	TabBetão&Aço	<i>Input</i>	Apresentação de tabelas com tipos de betão e de aço, bem como de cantoneiras e perfis UPN, utilizados no dimensionamento de fundações.
11	Output_SapComum	<i>Output</i>	Apresentação dos dados e respetiva metodologia da solução pretendida de uma sapata comum a toda a torre.
12	Output_SapPerna	<i>Output</i>	Apresentação dos dados e respetiva metodologia da solução pretendida de uma sapata por perna de torre.
13	Output_SapEnterrada	<i>Output</i>	Apresentação dos dados e respetiva metodologia da solução pretendida de uma sapata enterrada comum a toda a torre.
14	Output_Monobloco	<i>Output</i>	Apresentação dos dados e respetiva metodologia da solução pretendida de um monobloco.
15	Output_GrelhMetálica	<i>Output</i>	Apresentação dos dados e respetiva metodologia da solução pretendida de uma grelha metálica por perna de torre.

De referir que a ferramenta apresenta uma lógica cromática nas células:

- As azuis detêm listas onde se pode selecionar o que se pretende, dentro das opções disponíveis;
- As amarelas são as células destinadas a introdução de dados;
- As verdes representam verificações que respeitam a segurança;
- As vermelhas representam verificações que não garantem a segurança;
- As restantes (em branco) são células de cálculo automático ou de valor definido não variável.

A folha de cálculo seguiu as condições da Abordagem 1 do *Eurocódigo 7*, relativas às verificações de segurança no dimensionamento de fundações.

Posteriormente serão apresentadas os vários separadores da folha de cálculo, descrevendo-as e explicando o seu funcionamento. No final serão ainda apresentados casos de estudo em que se dimensionam as várias soluções disponíveis na ferramenta, para alguns casos de torres projetadas pela empresa. Estes casos de estudo permitiram testar a ferramenta e efetuar uma demonstração mais didática da mesma.

### 6.1.1. INTRODUÇÃO DE DADOS (INPUT)

Como foi referido, existem dois separadores de introdução de dados iniciais, que são identificadas pela cor verde. Apesar de pertencerem ao mesmo tipo de separador, são separadores com características e uso distintos. Se considerarmos o primeiro o separador IntDados e a segunda o separador TabBetão&Aço, a primeira tem com funcionalidade a definição das características geométricas da torre, dos esforços aplicados à fundação e os parâmetros de resistência e deformabilidade do solo.

Por uma questão de simplicidade apresentar-se-á primeiro o segundo separador TabBetão&Aço. Este separador apenas tem como função guardar a informação relevante sobre os materiais utilizados para o cálculo. Apresenta tabelas com características resistentes do betão e do aço, consoante o tipo do material escolhido. Apresenta ainda classes de perfis UPN e perfis em L (cantoneiras), bem como as suas características. O separador serve a função de armazenamento de dados, ou seja, os dados que lá estão inseridos não serão alterados, podendo-se no entanto acrescentar mais à medida que o cálculo assim o exija (p.e. tabelas com características de outros perfis). A Fig. 6.1 e a Fig. 6.2 mostram, parcialmente ou na sua totalidade, algumas tabelas acima mencionadas.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T	U
1																					
2																					
3																					
4																					
5																					
6																					
7																					
8																					
9																					
10																					
11																					
12																					
13																					
14																					
15																					
16																					
17																					
18																					
19																					
20																					
21																					
22																					
23																					
24																					
25																					

Classes de resistência do betão														
Designação	C12/16	C16/20	C20/25	C25/30	C30/35	C35/40	C40/45	C45/50	C50/55	C55/60	C60/70	C70/80	C80/90	C90
$f_{ck}$ [MPa]	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90
$f_{cm}$ [MPa]	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98
$f_{ctm}$ [MPa]	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0
$f_{ctk, 0.05}$ [MPa]	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5
$E_{cm}$ [GPa]	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44

Classes de resistência do aço (armadura)		
Designação	A 400	A 500
$f_{yk}$ [MPa]	400	500
$E_s$ [GPa]	210	210

Material	$f_y$	$f_u$
S 235	235	360
S 275	275	430
S 355	355	510

DESIGNAÇÃO	DIMENSÕES										SUPERFÍCIE		Eixo principal yy						
	G	h	b	t <sub>w</sub>	t <sub>f</sub>	r <sub>1</sub>	r <sub>2</sub>	A	d	Ø	e <sub>min</sub>	e <sub>max</sub>	A <sub>t</sub>	A <sub>g</sub>	I <sub>y</sub>	W <sub>el,y</sub>	W <sub>pl,y</sub>	I <sub>z</sub>	A <sub>vz</sub>
	kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm <sup>2</sup>	mm		mm	mm	m <sup>2</sup> /m	m <sup>2</sup> /t	mm <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup>	mm <sup>3</sup>	mm	mm <sup>2</sup>
	x10 <sup>2</sup>										x10 <sup>2</sup>		x10 <sup>4</sup>						x10 <sup>2</sup>
UPN 50	5,59	50	38	5,0	7,0	7,0	3,5	7,12	21	-	-	-	0,232	42,22	26,4	10,6	13,1	1,92	2,77
UPN 65	7,09	65	42	5,5	7,5	7,5	4,0	9,03	34	-	-	-	0,273	39,57	57,5	17,7	21,7	2,52	3,68
UPN 80	8,64	80	45	6,0	8,0	8,0	4,0	11,0	47	-	-	-	0,312	37,10	106	26,5	32,3	3,10	4,90
UPN 100	10,6	100	50	6,0	8,5	8,5	4,5	13,5	64	-	-	-	0,372	35,10	206	41,2	49,0	3,91	6,46
UPN 120	13,4	120	55	7,0	9,0	9,0	4,5	17,0	82	-	-	-	0,434	32,52	364	60,7	72,6	4,62	8,80
UPN 140	16,0	140	60	7,0	10,0	10,0	5,0	20,4	98	M 12	33	37	0,489	30,54	605	86,4	103	5,45	10,4
UPN 160	18,8	160	65	7,5	10,5	10,5	5,5	24,0	115	M 12	34	42	0,546	28,98	925	116	138	6,21	12,6

Fig. 6.1 – Tabelas com características dos materiais do separador TabBetão&Aço (1)

37 38 39 40 41 42 43 44 45 46 47 48 49 50 51 52 53 54 55 56 57 58 59 60 61 62 63 64 65 66 67 68 69 70	A B C D E F G H I J K L M N O P Q R S T U V W X Y Z	DESIGNAÇÃO	DIMENSÕES						POSICÕES DOS EIXOS PRINCIPAIS						SUPERFÍCIE		PROPRIEDADES DA SECÇÃO											
			G	h = b	t	r <sub>1</sub>	r <sub>2</sub>	A	Z <sub>y</sub> =Z <sub>x</sub>	v	u <sub>1</sub>	u <sub>2</sub>	A <sub>y</sub>	A <sub>x</sub>	I <sub>y</sub> =I <sub>x</sub>	W <sub>y</sub> =W <sub>x</sub>	I <sub>yy</sub>	I <sub>xx</sub>	I <sub>yy</sub>	I <sub>xx</sub>	I <sub>yy</sub>	I <sub>xx</sub>	I <sub>yy</sub>	I <sub>xx</sub>	I <sub>yy</sub>	I <sub>xx</sub>	I <sub>yy</sub>	I <sub>xx</sub>
			kgm	mm	mm	mm	mm	mm <sup>2</sup>	mm	mm	mm	mm	mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	mm <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup>	mm <sup>4</sup>	mm <sup>4</sup>	mm <sup>4</sup>	mm <sup>4</sup>	mm <sup>4</sup>	mm <sup>4</sup>	mm <sup>4</sup>	mm <sup>4</sup>	mm <sup>4</sup>	mm <sup>4</sup>	mm <sup>4</sup>	
43		L20x20x3	0,879	20	3	3,5	2,0	1,12	0,596	1,41	0,843	0,700	0,077	87,40	0,388	0,276	0,509	0,614	0,740	0,162	0,380	0,100	0,226	0,100	0,226	0,100	0,226	
44		L25x25x3	1,11	25	3	3,5	2,0	1,42	0,721	1,77	1,02	0,877	0,097	86,88	0,796	0,448	0,749	1,26	0,944	0,329	0,481	0,100	0,226	0,100	0,226	0,100	0,226	
45		L25x25x4	1,45	25	4	3,5	2,0	1,85	0,761	1,77	1,08	0,892	0,097	86,87	1,01	0,582	0,740	1,60	0,930	0,425	0,479	0,100	0,226	0,100	0,226	0,100	0,226	
46		L30x30x3	1,36	30	3	5	2,5	1,74	0,835	2,12	1,18	1,05	0,116	84,87	1,40	0,649	0,889	2,23	1,13	0,579	0,578	0,100	0,226	0,100	0,226	0,100	0,226	
47		L30x30x4	1,78	30	4	5	2,5	2,27	0,878	2,12	1,24	1,06	0,116	85,02	1,80	0,850	0,882	2,86	1,12	0,749	0,575	0,100	0,226	0,100	0,226	0,100	0,226	
48		L35x35x4	2,09	35	4	5	2,5	2,67	1,00	2,47	1,42	1,24	0,136	84,82	2,95	1,18	1,05	4,69	1,33	1,22	0,68	0,100	0,226	0,100	0,226	0,100	0,226	
49		L40x40x4	2,42	40	4	6	3,0	3,08	1,12	2,83	1,58	1,40	0,155	84,07	4,47	1,55	1,21	7,10	1,52	1,84	0,77	0,100	0,226	0,100	0,226	0,100	0,226	
50		L40x40x5	2,97	40	5	6	3,0	3,79	1,16	2,83	1,64	1,41	0,155	82,07	5,43	1,91	1,20	8,61	1,51	2,25	0,77	0,100	0,226	0,100	0,226	0,100	0,226	
51		L45x45x4	2,74	45	4	7	3,5	3,49	1,23	3,18	1,75	1,57	0,174	83,46	6,43	1,97	1,36	10,21	1,71	2,65	0,87	0,100	0,226	0,100	0,226	0,100	0,226	
52		L45x45x5	3,06	45	5	7	3,5	3,90	1,26	3,18	1,78	1,58	0,174	85,83	7,15	2,20	1,35	11,25	1,71	2,95	0,87	0,100	0,226	0,100	0,226	0,100	0,226	
53		L50x50x4	3,38	50	4	7	3,5	4,30	1,28	3,18	1,81	1,58	0,194	83,49	8,97	2,46	1,52	14,25	1,91	3,70	0,97	0,100	0,226	0,100	0,226	0,100	0,226	
54		L50x50x5	3,77	50	5	7	3,5	4,80	1,40	3,54	1,99	1,76	0,194	83,49	9,97	2,46	1,52	14,25	1,91	3,70	0,97	0,100	0,226	0,100	0,226	0,100	0,226	
55		L50x50x6	4,47	50	6	7	3,5	5,69	1,45	3,54	2,04	1,77	0,194	83,41	12,84	3,61	1,50	20,37	1,89	5,31	0,97	0,100	0,226	0,100	0,226	0,100	0,226	
56		L55x55x5	5,15	55	7	7	3,5	6,56	1,49	3,54	2,10	1,78	0,194	83,41	14,61	4,16	1,49	23,14	1,88	6,09	0,96	0,100	0,226	0,100	0,226	0,100	0,226	
57		L55x55x6	5,48	55	8	8	4,0	6,31	1,52	3,89	2,21	1,94	0,213	83,04	17,29	4,39	1,66	27,44	2,10	6,06	1,07	0,100	0,226	0,100	0,226	0,100	0,226	
58		L60x60x4	4,95	60	4	8	4,0	4,71	1,60	4,24	2,26	2,10	0,233	83,07	15,78	3,58	1,83	25,04	2,31	6,51	1,18	0,100	0,226	0,100	0,226	0,100	0,226	
59		L60x60x5	5,42	60	5	8	4,0	5,82	1,64	4,24	2,32	2,11	0,233	81,04	19,37	4,45	1,82	30,77	2,30	7,97	1,17	0,100	0,226	0,100	0,226	0,100	0,226	
60		L60x60x6	5,91	60	6	8	4,0	6,91	1,69	4,24	2,39	2,11	0,233	82,99	22,79	5,29	1,82	36,20	2,29	9,38	1,17	0,100	0,226	0,100	0,226	0,100	0,226	
61		L65x65x4	5,91	65	6	9	4,5	7,53	1,80	4,60	2,55	2,28	0,252	82,70	29,15	6,89	1,80	46,19	2,26	12,11	1,16	0,100	0,226	0,100	0,226	0,100	0,226	
62		L65x65x5	6,53	65	7	9	4,5	8,70	1,85	4,60	2,61	2,29	0,252	86,95	33,43	7,16	1,96	53,08	2,47	13,78	1,28	0,100	0,226	0,100	0,226	0,100	0,226	
63		L70x70x6	6,38	70	6	9	4,5	8,13	1,93	4,85	2,73	2,46	0,272	82,68	36,88	7,27	2,13	58,60	2,69	15,16	1,37	0,100	0,226	0,100	0,226	0,100	0,226	
64		L70x70x7	7,38	70	7	9	4,5	9,40	1,97	4,85	2,79	2,47	0,272	86,91	42,70	8,41	2,12	67,19	2,67	17,41	1,36	0,100	0,226	0,100	0,226	0,100	0,226	
65		L70x70x8	8,57	70	8	10	5,0	10,7	2,01	4,85	2,84	2,47	0,271	83,41	47,27	9,46	2,10	75,01	2,65	19,52	1,36	0,100	0,226	0,100	0,226	0,100	0,226	
66		L75x75x9	9,92	75	9	11	5,5	11,9	2,05	4,85	2,91	2,51	0,271	82,71	53,47	11,50	2,10	84,18	2,65	21,76	1,35	0,100	0,226	0,100	0,226	0,100	0,226	

Fig. 6.2 – Tabelas com características dos materiais do separador TabBetão&Aço (2)

O separador IntDados é o ponto de partida para o dimensionamento das fundações, no âmbito do cálculo analítico, pois é onde se define as características da torre e do solo onde vai ser fundada. A maior vantagem que este separador apresenta é condensar a definição das características do modelo num espaço só, transportando-as automaticamente para os separadores de cálculo, depois de definidas. Isto permite que dentro dos separadores de cálculo apenas se tenha que introduzir as dimensões do elemento de fundação para que as verificações e respetiva validação sejam efetuadas.

[illegible]

Fig. 6.3 – Vista geral do separador IntDados

A Fig. 6.3 apresenta uma vista geral do separador IntDados. Na parte superior há um espaço que serve para inserir informação sobre o projeto (baseado em folhas de cálculo da empresa):

- Cliente;
- Código da torre;
- Local;
- Obra.

A introdução de dados relevantes para o cálculo divide-se em três tabelas, apresentadas na Fig. 6.4, que representam, de cima para baixo:

1. Características geométricas da torre;
2. Esforços aplicados à fundação, provenientes da torre;
3. Características do solo – parâmetros de resistência e deformabilidade.

<b>Torre:</b>	Quadrangular			
Distância entre pernas na direção "a" [m]	5,5			Limpar características da torre
Distância entre pernas na direção "d" [m]	5,5			
Embebimento [m]	1,5			Limpar esforços
Cantoneira vertical na base da torre	L 180 x 180 x 13			
Jorramento do poste na direção "a" (perna) [mm/m]	32,4			Limpar parâmetros
Jorramento do poste na direção "d" (perna) [mm/m]	32,4			
Altura da torre [m]	60,0			

Esforços basais:	Estado Limite Último - ELU		Estado Limite de Serviço - ELS	
	Perpendicular	Oblíquo	Perpendicular	Oblíquo
Carga vertical - Fv [kN]	42,6	35,3	32,8	27,2
Força Horizontal - Fh [kN]	80,1	55,1	60,2	42,4
Momento basal - Mb [kN.m]	2596,1	1894,0	1952,0	1456,9

Terreno:	Areia solta	Abordagem 1	
		EC7 - Combinação 1	EC7 - Combinação 2
Peso específico - $\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	17,0	23,0	17,0
Ângulo de atrito - $\phi'$ [°]	30,0	30,0	24,8
Coesão - c' [kPa]	5,0	5,0	4,0
Módulo de elasticidade E [MPa]	15,0	15,0	15,0
Coefficiente de Poisson - $\nu$	0,3	0,3	0,3
Ângulo das cunhas de rotura - $\beta$ [°]	5,0	5,0	5,0
Nível Freático (NF)	Sem NF	Sem NF	Sem NF

Fig. 6.4 – Tabelas de introdução de dados do separador IntDados

Quanto à primeira tabela é necessário definir se a torre é quadrangular ou triangular, introduzir a distância entre pernas numa direção (a segunda é definida automaticamente, consoante a geometria da base da torre), o comprimento de embebimento, a cantoneira da perna da torre no troço final da mesma (mais perto da superfície), o jorramento (inclinação) das pernas da torre nas duas direções e a altura da torre.

A segunda tabela diz respeito aos esforços transmitidos à fundação. Os esforços são: a carga vertical (axial), a carga horizontal (transversal) e o momento basal. Estes esforços encontram-se no centro da base da torre, ou seja, no centro e topo da fundação. Quando for necessário transpô-los para esforços

por perna a ferramenta fá-lo automaticamente – este assunto será explicado no ponto 6.1.2. Ainda sobre a segunda tabela, os esforços dividem-se em Estado Limite Último e Estado Limite de Utilização, que representam a *Combinação 1* e a *Combinação 2* do EC7, respetivamente. Isto porque, das combinações que se obtêm da modelação das torres, num *software* de cálculo estrutural que, no caso da Metalgalva, é habitualmente o *Robot*, estas são as que mais se aproximam às condições das *Combinações 1* e *2* da Abordagem 1 do EC7. Temos ainda que ter em conta a direção do vento. A tabela permite a introdução dos esforços na direção perpendicular à base da torre, bem como na direção oblíqua, que nas torres triangulares corresponde, de um modo geral, a 30° e nas torres quadrangulares a 45°. Os esforços na direção oblíqua à base da torre são posteriormente transpostos para a direção perpendicular, rebatendo as ações nas duas direções. Quando se trata de uma fundação isolada por perna de torre, o momento no centro da base da torre é transformado num binário de forças e as ações que daí advêm são aplicadas diretamente nas fundações respetivas. A ferramenta assume o pior caso consoante a direção das cargas aplicadas à torre (p.e. apenas uma perna à compressão).

A terceira tabela define as características geomecânicas do solo que permitem efetuar as respetivas verificações de segurança da fundação. Os parâmetros do solo a introduzir são:

- Peso volúmico;
- Ângulo de atrito;
- Coesão;
- Módulo de deformabilidade;
- Coeficiente de Poisson;
- Ângulo das cunhas de rotura (apenas para a solução de fundação por monobloco, onde o mesmo tem que ser admitido, os restantes são calculados);
- A presença do nível freático (a ferramenta só permite escolher as opções seguintes: nível freático à superfície ou sem nível freático num horizonte próximo).

Os parâmetros para as duas Combinações do EC7 são automaticamente calculados, majorando ou minorando os iniciais através de coeficientes parciais, que são apresentados no ponto 3.2.1. Recomenda-se que os parâmetros geotécnicos sejam introduzidos manualmente, seguindo estudos geotécnicos realizados no solo do local de implantação da torre, respetivos ao estrato em que o elemento de fundação será assente. No entanto, se isso não for possível, foi elaborada uma tabela onde se apresentam parâmetros médios de resistência e deformabilidade de alguns tipos de solos. Esta tabela é apresentada na Fig. 6.5 e é baseada, maioritariamente, nos parâmetros definidos por Sulzberger (1945), Bürklin (Azcúnaga, 1987), pela norma alemã de linhas aéreas – EN 50341-1 – apresentada por Kiessling (2003). Aconselha-se, no entanto, que o uso desta tabela seja tomado apenas como exemplo ou que seja criteriosamente fundamentado.

Parâmetros resistentes representativos de vários tipos de solo							
Descrição:	Peso volúmico $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Ângulo de resistência $\phi'$ [°]	Coesão $c'$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Módulo de Deformabilidade $E$ [MPa]	Coefficiente de Poisson $\nu$	Coefficiente de atrito entre betão e solo $\mu$	Ângulo cunhas de rotura, Monobloco $\beta$ [°]
Terreno pantanoso	11	0				0,0	0
Terrenos moles (lama, barro)	16	15				0,3	5
Marga	18	20	10	2,0		0,4	5
Argila mole	16	12	25	1,5	0,5	0,2	5
Argila média	18	15	25	4,0	0,3	0,3	8
Argila dura	19	20	25	10,0	0,3	0,4	10
Silte argiloso mole	18	18	15	3,0	0,3	0,3	5
Silte argiloso duro	18	20	15	12,0	0,3	0,4	8
Silte arenoso solto	17	25	10	12,0	0,3	0,5	5
Silte arenoso compacto	17	30	10	30,0	0,3	0,6	10
Areia solta	17	30		15,0	0,3	0,6	5
Areia semi-compacta	18	32		30,0	0,3	0,6	12
Areia compacta	19	35		45,0	0,3	0,7	15
Cascalho	18	38		70,0	0,3	0,8	20

Fig. 6.5 – Parâmetros resistentes médios para alguns tipos de solo

Para a introdução dos parâmetros geotécnicos na terceira tabela, foi criado um botão com o mesmo nome (que pode ser visto na Fig. 6.6 a), abaixo da tabela com os vários tipos de solo). Esse botão abre uma janela que fornece duas opções [Fig. 6.6 a]): a primeira permite a introdução dos parâmetros manualmente [Fig. 6.6 b)] e a segunda permite a introdução por tipo de solo [Fig. 6.6 c)]. A segunda opção seleciona os parâmetros do solo apresentados na tabela da Fig. 6.5, consoante o tipo de solo que se escolha.

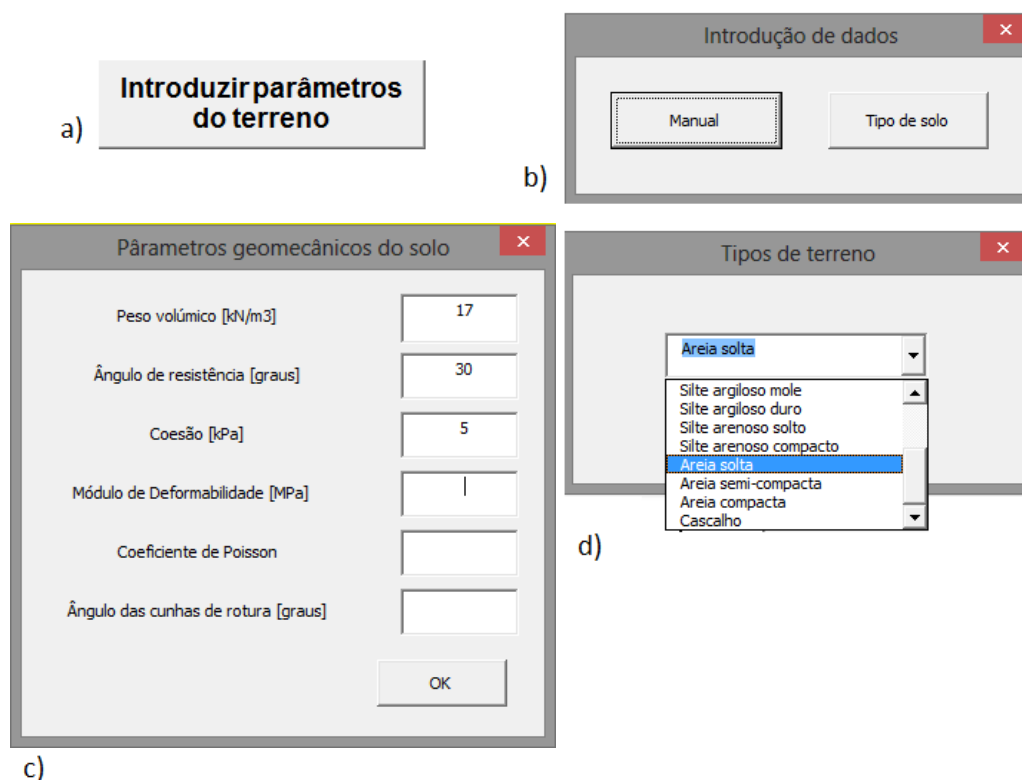


Fig. 6.6 – Botão “Introduzir parâmetros do terreno”: a) Layout do botão; b) menu onde se escolhe o tipo de introdução; c) menu de introdução manual dos dados e d) menu de introdução por tipo de solo



Foram ainda criados três botões – com os nomes “Limpar características da torre”, “Limpar esforços” e “Limpar parâmetros” – que permitem apagar todas as células a amarelo das tabelas respectivas. Esse botão pode ser visto na Fig. 6.7.

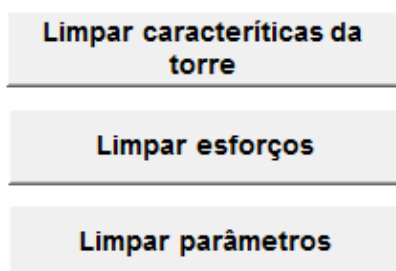


Fig. 6.7 – Botões de limpeza do separador

#### 6.1.2. SEPARADORES DE CÁLCULO

Os separadores que serão descritas de seguida têm como objetivo calcular, dimensionar, viabilizar e comparar os vários tipos de solução de fundação disponíveis na ferramenta. É onde todo o cálculo se processa, permitindo que se obtenham resultados para comparação. Esses resultados são posteriormente enviados para os separadores de *output*. Este tipo de separadores divide-se em dois. Existem os separadores de dimensionamento FundBetão e FundMetálica, identificadas a azul e separador de comparação económica e de resultados entre os vários tipos de fundação “Comparação”, identificada a vermelho.

Sobre os separadores de dimensionamento, como foi referido anteriormente, têm a vantagem de apenas necessitarem da introdução das dimensões da sapata. Isto se o dimensionamento for efetuado manualmente, ao critério do utilizador. No entanto, tal como nos separadores anteriores, estas permitem um dimensionamento automático, que fornece resultados de várias geometrias e termina o cálculo na solução mais otimizada, em relação a volume de betão e quantidade de aço.

O separador Comparação apresenta uma comparação económica entre os vários tipos de soluções de fundação, que pode ser tomada como primeiro exemplo para projeto.

##### 6.1.2.1. Fundações de betão

Este separador reúne as várias soluções de fundação em betão armado. Um desenho representativo das várias soluções aparece na Fig. 6.8. As mesmas representações estão presentes no separador atual. As soluções são as seguintes:

- Sapata comum a toda a torre;
- Sapata em escada por perna de torre;
- Sapata enterrada (cogumelo invertido);
- Monobloco.

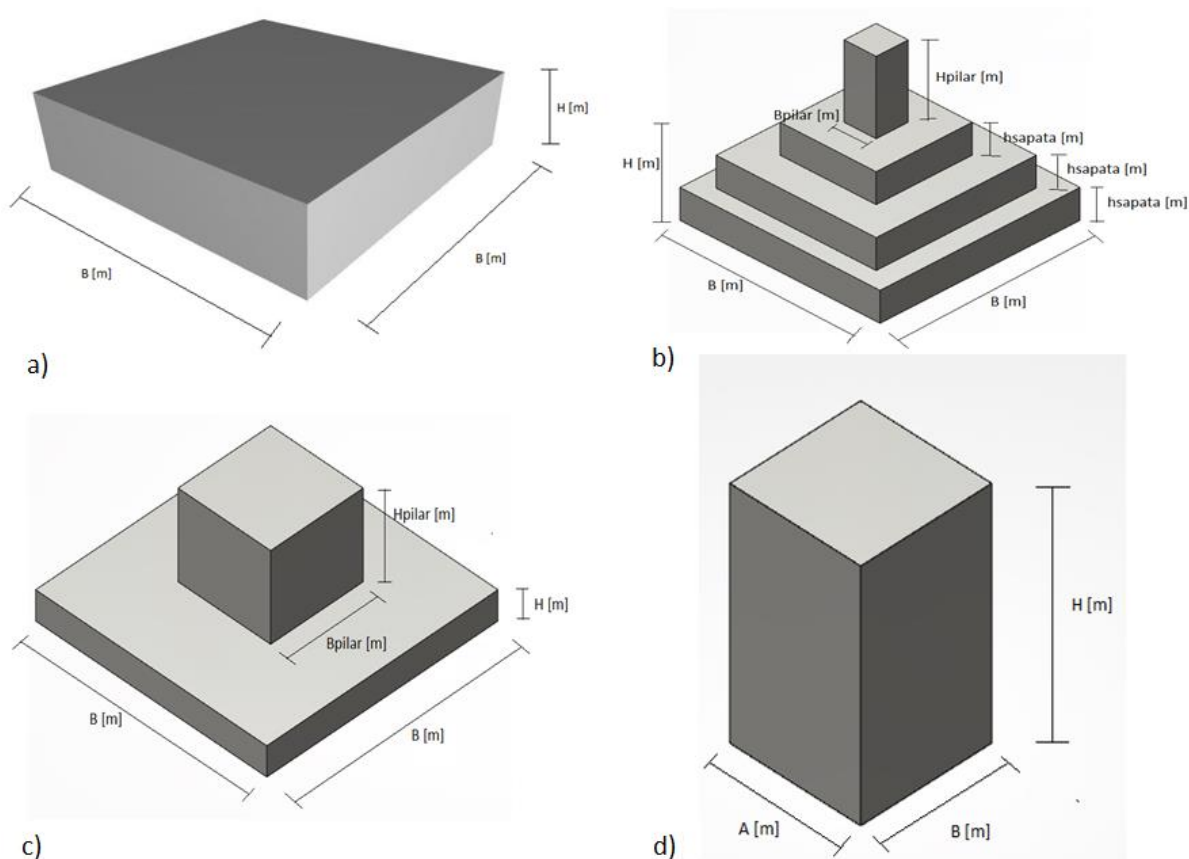


Fig. 6.8 – Desenho representativo das soluções de fundação da ferramenta: a) sapata comum; b) sapata por perna; c) Sapata enterrada e d) Monobloco

A Fig. 6.9 mostra as tabelas com os dados necessários ao dimensionamento de cada uma das fundações. Apresentam-se os parâmetros geotécnicos para cada combinação, a geometria da torre que, por sua vez, define as dimensões mínimas dos elementos de fundação, os fatores de cálculo que se inserem na expressão da capacidade de carga, os esforços da torre e os materiais a utilizar. Quanto aos materiais, é possível escolher o tipo de betão e o tipo de aço, através de uma lista nas respetivas células. Como foi referido, as dimensões mínimas vêm em função da geometria da torre. Sabemos então que:

- a largura da base da sapata nunca pode ser menor que a distância entre pernas; dá-se uma folga de 0,2 m para cada lado;
- a altura da fundação nunca pode ser menor que o comprimento mínimo de encastramento da torre no elemento de fundação; define-se então que a altura mínima é igual ao comprimento de encastramento mais 0,2 m;
- a largura do pilar, no caso da sapata em escada por perna, não pode ser menor do que a largura da cantoneira da torre que lá se insere; define-se então uma folga de 0,2 m para cada lado da cantoneira.

Terreno	Argila mole		ECT (1)		ECT (2)	
	$\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]		21,6	16,0	16,0	
	$\phi'$ [°]		12,0	9,7	9,7	
	$c'$ [kPa]		25,0	20,0	20,0	
	$E'$ [MPa]		1,5	1,5	1,5	
	$v$		0,5	0,5	0,5	
	NF	Sem NF	Sem NF	Sem NF	Sem NF	
	$\beta$ [°]		5,0	5,0	5,0	

Torre	n° de pernas		ECT (1)		ECT (2)	
	Dist. entre pernas "a" [m]		4	5,5	5,5	
	Dist. entre pernas "d" [m]		5,5	5,5	5,5	
	Enbebeimento [m]		1,5	1,5	1,5	
	Largura do perfil [mm]		180	180	180	

B <sub>min</sub> [m]	ECT (1)		ECT (2)	
	5,9		5,9	
H <sub>min</sub> [m]	1,7		1,7	
B <sub>min</sub> pilar [m]	0,6		0,6	

Esforços	ELU		ELS	
	Perpendicular	Obliquo	Perpendicular	Obliquo
Fv [kN]	42,6	35,3	32,8	27,2
Fh [kN]	80,1	55,1	60,2	42,4
Mb [kN.m]	2596,1	1894,0	1952,0	1456,9

Betão	C12/16	
	Aço	A 500
$f_{ck}$ [MPa]	12	12
$f_{td}$ [MPa]	8,0	8,0
$f_{yk}$ [MPa]	500	500
$f_{yd}$ [MPa]	435	435
$f_{ctm}$ [MPa]	1,6	1,6

ECT (1)	ECT (2)	
	N <sub>c</sub>	8,19
	N <sub>q</sub>	2,39
	N <sub>y</sub>	0,42
	s <sub>c</sub>	1,29
	s <sub>q</sub>	1,17
	s <sub>y</sub>	0,70
	k <sub>p</sub>	1,40
	k <sub>q</sub>	1,17

Fig. 6.9 – Parâmetros de dimensionamento das fundações

O processo de dimensionamento é o seguinte: fornece-se o valor das dimensões da fundação e valida-se a verificação da segurança. As verificações efetuadas em cada uma das soluções são a capacidade de carga do terreno à compressão, ao deslizamento e ao arranque. A metodologia de cálculo destas verificações é apresentada no subcapítulo 3.3. Refira-se ainda que a verificação ao arranque apenas é relevante no caso da sapata em escada por perna de torre, pois só nesse caso se pode dar o arranque da fundação. As soluções de sapata por perna e de sapata enterrada requerem a verificação ao punçoamento, pelo que a mesma é efetuada, seguindo a metodologia apresentada no EC2. O valor do ângulo de atrito admitido para a verificação ao arranque das sapatas isoladas foi o seguinte:

$$\phi = \min\{\phi ; 45 - \phi\}$$

A Fig. 6.10 apresenta um exemplo de *layout* de introdução de dados e cálculo automático em *excel*. Este exemplo pertence à sapata em escada por perna.

Sapata por perna											
Esforços por sapata				Dimensões da sapata				Dimensões pilar			
$F_{hi}$ [kN]	$F_{hi}$ [kN]	$F_v$ [kN]	$B_{sapata}$ [m]	$H_{sapata}$ [m]	$h_{sapata}$ [m]	$B_{pilar}$ [m]	$H_{pilar}$ [m]	$V_{péio}$ [m <sup>3</sup> ]	P.P. [kN]	$q'$ [kPa]	$q_{ult}$ [kPa]
Perpendicular	EC7 (1)	20.0	20.0	2.80	0.72	0.60	1.00	3.69	88.6	37.2	452.8
	EC7 (2)	15.1	185.7	2.80	0.24	0.60	1.00	3.69	88.6	27.5	294.6
	EC7 (1)	9.7	353.2	2.80	0.72	0.60	1.00	3.69	88.6	37.2	452.8
Obliquo	EC7 (2)	7.5	271.7	2.80	0.72	0.60	1.00	3.69	88.6	27.5	294.6

Punção		$\beta$	$d$ [m]	$u_0$ [m]	$u_1$ [m]	$u_2$ [m]	$u_3$ [m]	$V_{ed,0}$ [kPa]	$V_{ed,1}$ [kPa]	$V_{ed,2}$ [kPa]	$V_{ed,3}$ [kPa]
		1.15	0.62	2.40	5.33	8.27	7.08	199.6	154.4	289.7	299.7

$I_p$ [kN]	$\delta$ [°]	$\tau$ [kN]	$V_{ferraz}$ [m <sup>3</sup> ]	$P_{ferraz}$ [kN]	$Q_{ult}$ [kN]	Verificações					
50.5	12.0	104.6	15.65	250.5	3550.3	$F_v + P.P. + P_{ferraz}$ [kN]		$D_{ult}$ [kN]	$F_{h,max}$ [kN]	$U_{ult}$ [kN]	$F_v$ [kN]
46.5	9.7	73.3	15.65	250.5	2309.5						
50.5	12.0	127.2	15.65	250.5	3550.3						
46.5	9.7	87.9	15.65	250.5	2309.5						

$k$	$V_{Rd,c}$ [kPa]	$V_{min}$ [kPa]	$V_{Rd,max}$ [kPa]	Verificações	
1.57	901.6	536.7	3808.0	$V_{ed,0} < V_{Rd,max}$ [MPa]	$V_{ed,n} < V_{Rd,c}$ [MPa]
				O.K.	O.K.

Fig. 6.10 – *Layout* da introdução de dados, cálculo e respectivas verificações para a sapata por perna de torre

As células amarelas são para introdução de dados e as células verdes são as validações das verificações de segurança.

O dimensionamento da solução de fundação por monobloco segue o *método de Sulzberger*, adaptado ao EC7, já explicado no ponto 3.4.3. O processo de dimensionamento é semelhante ao das restantes fundações. O *layout* do mesmo é apresentado na Fig. 6.11.

		Monobloco		Sulzberger		tg(α) = 0,01		Parâmetros do solo					V <sub>básis</sub> [m³]	P.P. [kN]
		Esforços		Dimensões										
		Fh [kN]	M <sub>b</sub> [kN.m]	Fv [kN]	B [m]	L [m]	H [m]	K <sub>s,t</sub> [kN/m²]	K <sub>s,b</sub> [kN/m²]	μ	β [°]			
Perpendicular	EC7 (1)	80.1	2596.1	42.6	2.50	2.50	4.20	800	1600	0.21	5	26.3	630.0	
	EC7 (2)	60.2	1952.0	32.8	2.50	2.50	4.20	800	1600	0.17	5	26.3	630.0	
Obliquo	EC7 (1)	39.0	1339.3	35.3	2.50	2.50	4.20	800	1600	0.21	5	26.3	630.0	
	EC7 (2)	30.0	1030.2	27.2	2.50	2.50	4.20	800	1600	0.17	5	26.3	630.0	

P.P. [kN]	V <sub>ferraz</sub> [m³]	P <sub>ferraz</sub> [kN]	P <sub>TOTAL</sub> [kN]	tg(α) <sub>e</sub>	tg(α) <sub>b</sub>	M <sub>e</sub> [kN.m]	M <sub>b</sub> [kN.m]	Verificações		
								M <sub>ed</sub> [kN.m]	M <sub>sd</sub> [kN.m]	
									>	
630.0	8.9	141.6	814.2	0.0310	0.0310	123	52	176	2820	K.O.
630.0	8.9	141.6	804.4	0.0111	0.0306	123	52	176	2121	
630.0	8.9	141.6	806.9	0.0074	0.0077	86	-167	-80	1448	
630.0	8.9	141.6	798.8	0.0058	0.0076	86	-159	-73	1114	

Fig. 6.11 – *Layout* da introdução de dados, cálculo e respetivas verificações para a solução de monobloco

O utilizador tem ainda a opção de utilizar o dimensionamento automático destes tipos de soluções de fundação. Para isso terá de recorrer ao uso dos botões apresentados na Fig. 6.12, que permitem calcular todas as soluções de uma vez [botões à esquerda] ou apenas as pretendidas pelo utilizador [botões à direita].



Fig. 6.12 – Botões de cálculo automático (separador FundBetão)

### Processo de cálculo

O cálculo automático processa-se de forma diferente para cada uma das soluções, pois umas apresentam mais dimensões independentes, ou seja, variáveis. Tomemos a sapata comum como exemplo: o que o cálculo automático faz é dar um valor a  $B$  (dimensão da base da sapata) e para esse valor, encontrar a altura necessária ( $H$ ) para que todas as verificações de segurança sejam cumpridas. Sempre que todas as verificações são cumpridas para um dado valor de  $B$ , os resultados são enviados para um separador de *output* com o nome respetivo (neste caso SapComum). O cálculo automático é interrompido quando, para um dado  $B$ , a altura necessária seja a mínima ( $H_{min}$ ). A solução de sapata segue a condição de altura mínima para que o elemento se considere rígido:

$$h \geq \frac{a_0}{2} \quad (65)$$

Em que:

- $h$  é a altura da sapata;
- $a_0$  é igual a metade da dimensão da base da sapata menos a distância entre pernas da torre.

O processo é o mesmo para a solução por monobloco. No entanto, para as outras duas soluções, entram mais variáveis, razão pela qual o processo se torna mais complexo.

No caso da sapata em escada por perna de torre, definiu-se a largura do pilar ( $B_{pilar}$ ) sempre com o valor mínimo e a sua altura ( $H_{pilar}$ ) a variar entre 1 e 1,5 m. A partir daqui o processo é o mesmo: dar valores a  $B$  e o programa automaticamente encontra o menor  $H$  que verifique todas as condições de segurança. O cálculo automático é interrompido quando as fundações de cada perna se intersejam. Esta solução tem sempre três degraus e a altura total da sapata ( $H$ ) é igual a três vezes a altura do degrau ( $H_{TOTAL} = H_{degrau} \times 3$ ). O processo da sapata enterrada é o mesmo que o da sapata em escada. A diferença é que o “pilar” neste caso tem que ter dimensão suficiente para toda a base da torre.

Devido à complexidade do cálculo automático e ao tempo disponível para a realização da ferramenta, o mesmo considera todas as soluções de fundação com base quadrangular, com dimensões da base iguais nas duas direções. A solução de monobloco é a única que, manualmente, permite ajustar a base, proporcionando-lhe uma forma retangular.

### 6.1.2.2. Fundações em grelha metálica

Este separador, no que toca ao processo de dimensionamento do elemento de fundação, é em tudo semelhante ao separador de dimensionamento das soluções de fundação em betão. A grande diferença é tratar-se de uma fundação em grelha, pelo que o cálculo do dimensionamento difere dos anteriores. Tratando-se de uma fundação metálica o material e as suas características são diferentes. A Fig. 6.13 apresenta uma tabela que permite escolher o tipo de aço a utilizar para as vigas principais e secundárias da grelha metálica, definindo as características do material consoante a escolha do utilizador. Todas as restantes tabelas iniciais são iguais às do separador descrito anteriormente.

	Material	fsy	fsu
<b>Aço Vigas Principais</b>	S 355	355	510
<b>Aço Vigas Secundárias</b>	S 355	355	510

Fig. 6.13 – Tipos de aço para as vigas principais e secundárias do elemento de fundação

A solução de fundação dimensionada neste separador é semelhante à da Fig. 2.10 mas é isolada por perna de torre. Este elemento é então constituído por várias cantoneiras dispostas paralelamente umas às outras ligadas, na parte superior, por dois perfis “U”, que por sua vez, se ligam também a um perfil vertical, que pode ser inclinado ou não (jorramento). Este último perfil une-se às pernas da torre. As vigas principais são então os perfis “U” e as secundárias são as cantoneiras. Caso a resistência dos perfis metálicos da base da grelha de fundação não seja suficiente para aguentar os esforços provenientes da superestrutura, é possível dispor mais perfis “U” na parte superior das cantoneiras, criando mais apoios, diminuindo assim os esforços máximos nas mesmas. Uma representação do elemento de fundação é ilustrada na Fig. 6.14.

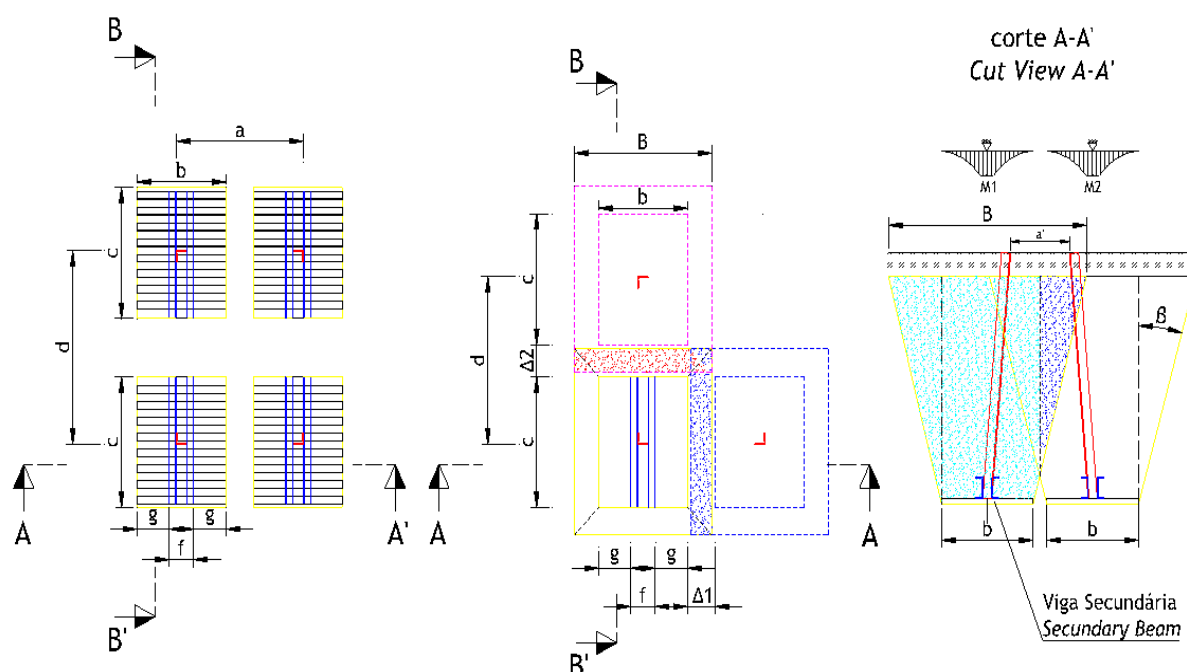


Fig. 6.14 – Representação parametrizada da solução de grelha metálica

A Fig. 6.15 apresenta parte da tabela de cálculo do dimensionamento da grelha metálica. Esta secção pertence à definição das vigas principais e verticais, com as respetivas verificações à resistência dos materiais escolhidos

Vigas Principais Principal Beams									
Perfil Section Type	Largura do perfil Section width (b2)	nº de perfis Beams Quantity	Momentos Positivo (M3=M4) Positive moment	$\sigma_{pb}$ Section maximum stress due to flexion	$W_{el,y}$ Elastic flexure module	Peso Perfis Section Weight	Perfil Section Type	Largura do perfil Section width (b1)	nº de perfis Beams Quantity
UPN 200	75	2	507,6	1 329	191,0	151,8	L 160 x 160 x 16	160,0	11
UPN 200	75	2	507,6	1 329	191,0	151,8	L 160 x 160 x 16	160,0	11
UPN 200	75	2	507,6	1 329	191,0	151,8	L 160 x 160 x 16	160,0	11
UPN 200	75	2	507,6	1 329	191,0	151,8	L 160 x 160 x 16	160,0	11
Vigas Secundárias Secondary beams									
Perfil Section Type	Largura do perfil Section width (b1)	nº de perfis Beams Quantity	Afastamento Space between beams	Momentos Positivo (M1=M2) Positive moment	$W_{el,y}$ Elastic flexure module	$\sigma_{sb}$ Section maximum stress due to flexion	Peso Perfis Section Weight	Peso Total das 4 grelhas (+10% +5%) Total grillage weight including bolts and plates	
L 160 x 160 x 16	160,0	11	124,0	402,1	101,38	361	1268,1	6560kg	
L 160 x 160 x 16	160,0	11	124,0	402,1	101,38	361	1268,1	6560kg	
L 160 x 160 x 16	160,0	11	124,0	402,1	101,38	361	1268,1	6560kg	
L 160 x 160 x 16	160,0	11	124,0	402,1	101,38	361	1268,1	6560kg	

Fig. 6.15 – Definição das vigas principais e secundárias da grelha metálica



A tabela completa-se com as secções da geometria da grelha metálica [Fig. 6.16], em que a definição geométrica dos parâmetros pode ser consultada na Fig. 6.14, e com as verificações de segurança da fundação [Fig. 6.17]. As verificações à segurança da fundação são as mesmas que as realizadas nas soluções de fundação em betão armado. A única diferença é que a capacidade de carga do terreno é verificada em relação à área total da base do elemento de fundação ( $b \times c$ ) e em relação à área de contacto das cantoneiras com o terreno (desprezando os espaços vazios entre elas) –  $\sigma_{m,1soil}$  e  $\sigma_{m,2soil}$ , respetivamente, tensões apresentadas na tabela da Fig. 6.17.

GEOMETRIA															
Jorramento do poste segundo a direcção "a"	mm	132,16	132,16	132,16	132,16	132,16	132,16	132,16	132,16	132,16	132,16	132,16	132,16	132,16	132,16
Jorramento do poste segundo a direcção "d"	mm	132,16	132,16	132,16	132,16	132,16	132,16	132,16	132,16	132,16	132,16	132,16	132,16	132,16	132,16
h	m	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00
Altura do Terreno Vegetal	m	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
h'	m	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00
a'	m	5,50	5,50	5,50	5,50	5,50	5,50	5,50	5,50	5,50	5,50	5,50	5,50	5,50	5,50
a	m	6,16	6,16	6,16	6,16	6,16	6,16	6,16	6,16	6,16	6,16	6,16	6,16	6,16	6,16
b	m	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
d'	m	5,50	5,50	5,50	5,50	5,50	5,50	5,50	5,50	5,50	5,50	5,50	5,50	5,50	5,50
d	m	6,16	6,16	6,16	6,16	6,16	6,16	6,16	6,16	6,16	6,16	6,16	6,16	6,16	6,16
c	m	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
f	m	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33
g	m	1,34	1,34	1,34	1,34	1,34	1,34	1,34	1,34	1,34	1,34	1,34	1,34	1,34	1,34
B	m	5,13	5,13	5,13	5,13	5,13	5,13	5,13	5,13	5,13	5,13	5,13	5,13	5,13	5,13
C	m	5,13	5,13	5,13	5,13	5,13	5,13	5,13	5,13	5,13	5,13	5,13	5,13	5,13	5,13
$\Delta 1$	m	3,16	3,16	3,16	3,16	3,16	3,16	3,16	3,16	3,16	3,16	3,16	3,16	3,16	3,16
$\Delta 2$	m	3,16	3,16	3,16	3,16	3,16	3,16	3,16	3,16	3,16	3,16	3,16	3,16	3,16	3,16
Colisão da cunha de terras na direcção "a"	No!	No!	No!	No!	No!	No!	No!	No!	No!	No!	No!	No!	No!	No!	No!
Colisão da cunha de terras na direcção "d"	No!	No!	No!	No!	No!	No!	No!	No!	No!	No!	No!	No!	No!	No!	No!
Colisão of the soil pyramids according to "a" direction	No!	No!	No!	No!	No!	No!	No!	No!	No!	No!	No!	No!	No!	No!	No!
Colisão of the soil pyramids according to "d" direction	No!	No!	No!	No!	No!	No!	No!	No!	No!	No!	No!	No!	No!	No!	No!
Total excavation volume	m <sup>3</sup>	180,0	180,0	180,0	180,0	180,0	180,0	180,0	180,0	180,0	180,0	180,0	180,0	180,0	180,0

Fig. 6.16 – Geometria da solução de grelha metálica

Verificação da Capacidade de carga, Arranque e Deslizamento da fundação Design verification for uplift, "sinking" (compression) and sliding												
	Volume Cunha Terras com colisão <i>Pyramid volume delimited by frustum angle and colision volume subtracted</i>				Peso Terras Segundo a Vertical Weight of soil resting vertically $W_{EV}$				Peso Terras <i>Soil Weight</i> $W_{EF}$			
	$\sigma, m$ grelha <i>Distributed load on grillage</i>				Area bruta de carga <i>Gross load area</i>				Area líquida de carga <i>Net load area</i>			
	Sobrecarga $q'$				Impulso passivo lateral do terreno $I_p$				Ângulo de interação entre o terno e o aço $\delta$			
	Força atrítica entre o solo e a fundação $\tau$				$\sigma, m1$ soil (Soil stress for compresion forces)				$\sigma, m2$ soil (Soil stress for compresion forces)			
	Capacidade resistente do terreno à compressão $q_{ult}$				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			
	OK				OK				OK			

Fig. 6.17 – Verificações da segurança para grelha metálica

O cálculo automático deste separador processa-se de um modo semelhante ao das soluções em betão. Definido o tipo de aço e os perfis a utilizar para as vigas principais e secundárias, utiliza-se o botão “Dimensionar” para se obter um conjunto de soluções finais, que serão guardadas na folha de *output* respetiva. Como a solução de sapata, o programa admite uma dada dimensão de base ( $B$ ) e encontra a altura ( $H$ ) necessária para que a solução verifique a segurança. Este tipo de fundação tem ainda vantagem de entrar com o peso das terras acima da grelha como ação favorável ao arranque do elemento.

### 6.1.2.3. Comparação económica

Este separador permite uma comparação preliminar dos custos dos vários tipos de solução para a mesma torre. A tabela apresentada na Fig. 6.18 seleciona automaticamente a geometria mais otimizada das separadores de *output* (separadores laranja que serão explicadas no ponto 6.1.3) que retêm todas as soluções que verificaram a segurança, para cada tipo de solução. As células a amarelo destinam-se à inserção de preços dos vários materiais utilizados, da área escavada e da área de expropriação, por unidade de medida (neste caso 1 metro). No final, obtém-se o custo total de todos os tipos de soluções dimensionados.

Solução:	Sapata Comum	Sapata por perna	Sapata enterrada	Monobloco	Grelha metálica isolada
B <sub>sapata</sub> [m]	7,10	3,70	9,15	4,90	1,30
L <sub>sapata</sub> [m]	7,10	3,70	9,15	4,90	1,30
H <sub>sapata</sub> / H <sub>enterrado</sub> [m]	1,20	0,60	0,30	4,90	4,90
h <sub>sapata</sub> [m]	-	0,20	-	-	-
b <sub>pilar</sub> [m]	-	0,60	4,90	-	-
h <sub>pilar</sub> [m]	-	0,80	0,90	-	-
V <sub>betão</sub> [m <sup>3</sup> ]	60,49	19,93	46,73	117,65	-
V <sub>escavação</sub> [m <sup>3</sup> ]	50,41	76,66	100,47	117,65	33,12
A <sub>expropriação</sub> [m <sup>2</sup> ]	50,41	67,24	83,72	24,01	33,64
P <sub>apo principal</sub> [kg]	-	-	-	-	991,1
P <sub>apo armadura</sub> [kg]	-	-	-	-	-
C <sub>betão</sub> [€/m <sup>3</sup> ]			110,0		
C <sub>escavação</sub> [€/m <sup>3</sup> ]			4,0		
C <sub>expropriação</sub> [€/m <sup>2</sup> ]			300,0		
C <sub>apo armadura</sub> [€/kg]					
C <sub>apo perfis</sub> [€/kg]			2,0		
C <sub>TOTAL</sub> [€] :	21 979	22 671	30 659	20 615	12 207

Fig. 6.18 – Tabela para comparação económica entre as várias soluções de fundação (exemplo)

### 6.1.3. SAÍDA DE DADOS (OUTPUT)

Os separadores de *output* dividem-se em duas categorias: a primeira, representada a laranja, permite a recolha da geometria de várias soluções de fundação, bem como a respetiva quantidade de material, e a segunda, representada a roxo, que consta em folhas previamente formatadas, com a informação relevante do dimensionamento das respetivas fundações, que servirão para posteriores consultas por parte do utilizador da ferramenta, bem como o cliente do projeto.

Os separadores laranja armazenam as dimensões do elemento de fundação respetivo e a quantidade de material (betão ou aço), de todas as soluções que verificam todas as condições de segurança. Nas figuras seguintes mostram-se exemplos de tabelas, para duas soluções de fundação, deste tipo de separadores: sapata enterrada [Fig. 6.19] e grelha metálica [Fig. 6.20].

B [m]	H [m]	h [m]	B <sub>pilar</sub> [m]	H <sub>pilar</sub> [m]	V <sub>betão</sub> [m³]	Q <sub>ult</sub> [kN]	D <sub>ult</sub> [kN]	U <sub>ult</sub> [kN]	Punçoamento
2,15	1,35	0,45	0,60	1,00	4,20	OK	OK	OK	OK
2,20	1,29	0,43	0,60	1,00	4,19	OK	OK	OK	OK
2,25	1,23	0,41	0,60	1,00	4,16	OK	OK	OK	OK
2,30	1,17	0,39	0,60	1,00	4,13	OK	OK	OK	OK
2,35	1,11	0,37	0,60	1,00	4,08	OK	OK	OK	OK
2,40	1,08	0,36	0,60	1,00	4,12	OK	OK	OK	OK
2,45	1,02	0,34	0,60	1,00	4,05	OK	OK	OK	OK
2,50	0,96	0,32	0,60	1,00	3,96	OK	OK	OK	OK
2,55	0,93	0,31	0,60	1,00	3,98	OK	OK	OK	OK
2,60	0,87	0,29	0,60	1,00	3,87	OK	OK	OK	OK
2,65	0,84	0,28	0,60	1,00	3,87	OK	OK	OK	OK
2,70	0,81	0,27	0,60	1,00	3,86	OK	OK	OK	OK
2,75	0,75	0,25	0,60	1,00	3,72	OK	OK	OK	OK
2,80	0,72	0,24	0,60	1,00	3,69	OK	OK	OK	OK

4,20 Volume de betão para a menor largura

3,69 Volume de betão mínimo equivalente à menor altura

Fig. 6.19 – Separador de *output* com resultados da solução de sapata por perna

Geometria			Vigas principais			Vigas secundárias			P <sub>aço</sub> [kg] (Todas fundações)	Verificações		
b [m]	c [m]	h [m]	Designação	nº	Largura [mm]	Designação	nº	Largura [mm]		Q <sub>ult</sub> [kN]	D <sub>ult</sub> [kN]	U <sub>ult</sub> [kN]
1,00	1,00	4,90	UPN 160	2,00	65	L 120 x 120 x 8	6	120	581,53	OK	OK	OK
1,05	1,05	4,80	UPN 160	2,00	65	L 120 x 120 x 8	6	120	610,60	OK	OK	OK
1,10	1,10	4,70	UPN 160	2,00	65	L 120 x 120 x 8	7	120	714,45	OK	OK	OK
1,15	1,15	4,60	UPN 160	2,00	65	L 120 x 120 x 8	7	120	746,92	OK	OK	OK
1,20	1,20	4,50	UPN 160	2,00	65	L 120 x 120 x 8	7	120	779,40	OK	OK	OK
1,25	1,25	4,40	UPN 160	2,00	65	L 120 x 120 x 8	7	120	811,87	OK	OK	OK
1,30	1,30	4,30	UPN 160	2,00	65	L 120 x 120 x 8	7	120	844,35	OK	OK	OK
1,35	1,35	4,20	UPN 160	2,00	65	L 120 x 120 x 8	8	120	968,58	OK	OK	OK
1,40	1,40	4,10	UPN 160	2,00	65	L 120 x 120 x 8	8	120	1004,45	OK	OK	OK
1,45	1,45	4,00	UPN 160	2,00	65	L 120 x 120 x 8	8	120	1040,32	OK	OK	OK
1,50	1,50	3,90	UPN 160	2,00	65	L 120 x 120 x 8	8	120	1076,20	OK	OK	OK
1,55	1,55	3,80	UPN 160	2,00	65	L 120 x 120 x 8	8	120	1112,07	OK	OK	OK
1,60	1,60	3,75	UPN 160	2,00	65	L 120 x 120 x 8	9	120	1256,70	OK	OK	OK
1,65	1,65	3,65	UPN 160	2,00	65	L 120 x 120 x 8	9	120	1295,97	OK	OK	OK
1,70	1,70	3,55	UPN 160	2,00	65	L 120 x 120 x 8	9	120	1335,24	OK	OK	OK
1,75	1,75	3,45	UPN 160	2,00	65	L 120 x 120 x 8	9	120	1374,51	OK	OK	OK
1,80	1,80	3,40	UPN 160	2,00	65	L 120 x 120 x 8	9	120	1413,78	OK	OK	OK
1,85	1,85	3,30	UPN 160	2,00	65	L 120 x 120 x 8	10	120	1578,80	OK	OK	OK

Fig. 6.20 – Separador de *output* com resultados da solução de grelha metálica

As tabelas anteriores permitem então consultar várias soluções de fundação, permitindo uma escolha mais adequada à necessidade em obra, devido a eventuais condicionantes que possa haver (p.e.

restrição de espaço). Os separadores das soluções em betão descriminam ainda a solução mais económica e a solução com menor dimensão de base do elemento de fundação.

Em relação aos separadores roxos, pouco mais se pode acrescentar. O *layout* das mesmas, para todas as soluções de fundação, é apresentado no Anexo III do presente trabalho, utilizando os casos de estudo do ponto 6.2.

## 6.2. CASOS DE ESTUDO

A ferramenta, como objeto tão prático, requer uma apresentação mais elucidativa de resultados. Foram então efetuados alguns casos de estudo, utilizando modelações de torres em *Robot* – modeladas pela Metalgalva – com diferentes características: altura, forma e esforços aplicados.

Com estes estudos pretende-se perceber a adaptabilidade das soluções de fundação a certos tipos de torre e mostrar que, em muitos casos, algumas soluções são impraticáveis, quer num campo económico, quer por questão de espaço disponível, ou até pelo facto da própria solução não aguentar os esforços que lhe são aplicados.

Serão apresentados quatro estudos, realizados em duas torres de base quadrangular e duas torres de base triangular com alturas, respetivamente, de 25, 40, 60 e 100 metros. Duas das torres foram já utilizadas para os casos de estudo do subcapítulo 5.2. As duas restantes serão apresentadas nos casos de estudo respetivos. De modo a compreender a influência do solo no dimensionamento das várias soluções de fundação, os casos de estudo incidem em dois tipos de solo, utilizando os valores médios apresentados na tabela presente na ferramenta de cálculo [Fig. 6.5]. Os dois tipos de solo utilizados foram a “Areia solta” e a “Argila média”, cujas características geomecânicas são apresentadas na Fig. 6.21 e na Fig. 6.22, respetivamente.

Terreno:	Areia solta	Abordagem 1	
		EC7 - Combinação 1	EC7 - Combinação 2
Peso específico - $\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	17,0	23,0	17,0
Ângulo de atrito - $\phi'$ [°]	30,0	30,0	24,8
Coesão - $c'$ [kPa]	0,0	0,0	0,0
Módulo de elasticidade E [MPa]	15,0	15,0	15,0
Coefficiente de Poisson - $\nu$	0,3	0,3	0,3
Ângulo das cunhas de rotura - $\beta$ [°]	5,0	5,0	5,0
Nível Freático (NF)	Sem NF	Sem NF	Sem NF

Fig. 6.21 – Parâmetros de resistência e deformabilidade médios de uma areia solta

Terreno:	Argila média	Abordagem 1	
		EC7 - Combinação 1	EC7 - Combinação 2
Peso específico - $\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	18,0	24,3	18,0
Ângulo de atrito - $\phi'$ [°]	15,0	15,0	12,1
Coesão - $c'$ [kPa]	25,0	25,0	20,0
Módulo de elasticidade E [MPa]	4,0	4,0	4,0
Coefficiente de Poisson - $\nu$	0,3	0,3	0,3
Ângulo das cunhas de rotura - $\beta$ [°]	8,0	8,0	8,0
Nível Freático (NF)	Sem NF	Sem NF	Sem NF

Fig. 6.22 – Parâmetros de resistência e deformabilidade médios de uma argila média

Cada caso de estudo é finalizado com uma comparação económica das várias soluções dimensionadas para cada torre. As soluções foram comparadas de duas formas distintas: apenas em termos de custo de material e juntando custos de escavação e expropriação. Todos esses custos foram admitidos segundo critérios ponderados e discutidos com identidades mais entendidas do assunto. Salienta-se que os custos (médios) admitidos serviram apenas como exemplo de comparação e podem variar dentro de intervalos enormes, consoante a localização geográfica, o tipo de local, tipo de equipamentos disponíveis para as várias fases de execução da obra, etc. Os preços utilizados para as comparações efetuadas, geralmente aplicados à data desta dissertação, foram os seguintes:

- Betão, já com armadura – 110 €/m<sup>3</sup>;
- Aço dos perfis para fundações metálicas – 2 €/kg;
- Custo de escavação – 4 €/m<sup>3</sup>;

O custo de expropriação é um valor altamente variável, quer por uma questão de localização do terreno para implantação da obra, quer por uma questão de inflação ao longo do tempo. Pode apresentar-se na ordem dos 2 €/m<sup>2</sup> (p.e. terreno florestal), ultrapassando as largas centenas de euro por metro quadrado em certos terrenos urbanos (p.e. cidades principais). A título de comparação das várias soluções, assumir-se-á um valor médio do custo de expropriação de 300 €/m<sup>2</sup>.

#### 6.2.1. CASO 1

O primeiro caso incidiu numa torre de telecomunicações quadrangular, com cantoneiras verticais nas quatro pernas e 25 m de altura, designada por PA04D. Suporta cinco plataformas de trabalho e os respetivos instrumentos de comunicação. A dimensão entre pernas da torre é de 1,6 m. As ações principais na torre são o vento e o gelo. A modelação em *Robot* é apresentada na Fig. 6.23 e as características necessárias ao dimensionamento das várias soluções de fundação são apresentadas na Fig. 6.24.

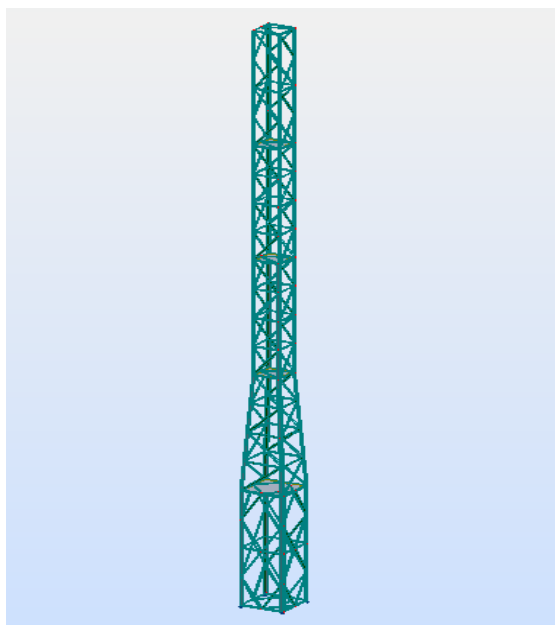


Fig. 6.23 – Modelação estrutural da torre PA04D em *Robot*

<b>Torre:</b>	Quadrangular
Distância entre pernas na direção "a" [m]	1,6
Distância entre pernas na direção "d" [m]	1,6
Embebimento [m]	0,5
Cantoneira vertical na base da torre	L 120 x 120 x 12
Jorramento do poste na direção "a" (perna) [mm/m]	0,0
Jorramento do poste na direção "d" (perna) [mm/m]	0,0
Altura da torre [m]	25,0

Fig. 6.24 – Características geométricas da torre PA04D

Os esforços no centro da fundação, retirados do *Robot* são os seguintes:

Esforços basais:	Estado Limite Último - ELU		Estado Limite de Serviço - ELS	
	Perpendicular	Oblíquo	Perpendicular	Oblíquo
Carga vertical - Fv [kN]	31,6	31,6	24,3	24,3
Força Horizontal - Fh [kN]	72,8	74,4	56,0	57,2
Momento basal - Mb [kN.m]	1221,0	1246,1	939,2	958,5

Fig. 6.25 – Esforços basais da torre PA04D com 25 m de altura

Os resultados das várias soluções advêm do cálculo automático da ferramenta de cálculo e encontram-se já otimizadas. A Tabela 6.2 apresenta os resultados das soluções de betão e a Tabela 6.3 os resultados da grelha metálica, ambas para uma areia solta como solo de fundação.

Tabela 6.2 – Resultados das várias soluções de Betão para uma areia solta (Caso 1)

Solução de fundação	B <sub>sapata</sub> [m]	L <sub>sapata</sub> [m]	H <sub>sapata</sub> [m]	h <sub>sapata</sub> [m]	B <sub>pilar</sub> [m]	H <sub>pilar</sub> [m]	V <sub>betão</sub> [m <sup>3</sup> ]
Sapata comum	4,95	4,95	0,85	-	-	-	20,83
Sapata por perna	-	-	-	-	-	-	-
Sapata enterrada	6,70	6,70	0,30	-	2,00	0,40	15,07
Monobloco	2,00	2,00	4,70	-	-	-	18,80

Tabela 6.3 – Resultados da grelha metálica para uma areia solta (Caso 1)

Vigas principais		Vigas secundárias		Geometria da grelha			Peso total das 4 grelhas [kg]
Designação	nº de perfis	Designação	nº de perfis	h [m]	b [m]	c [m]	
UPN 120	2	L 70 x 70 x 6	8	4,90	0,80	0,80	288,0

A Tabela 6.4 apresenta os resultados das soluções de betão e a Tabela 6.5 os resultados da grelha metálica, agora para uma argila média como solo de fundação.

Tabela 6.4 – Resultados das várias soluções de Betão para uma argila média (Caso 1)

Solução de fundação	B <sub>sapata</sub> [m]	L <sub>sapata</sub> [m]	H <sub>sapata</sub> [m]	h <sub>sapata</sub> [m]	B <sub>pilar</sub> [m]	H <sub>pilar</sub> [m]	V <sub>betão</sub> [m <sup>3</sup> ]
Sapata comum	4,95	4,95	0,85	-	-	-	20,83
Sapata por perna	-	-	-	-	-	-	-
Sapata enterrada	6,70	6,70	0,30	-	2,00	0,40	15,07
Monobloco	2,80	2,80	6,95	-	-	-	54,49

Tabela 6.5 – Resultados da grelha metálica para uma argila média (Caso 1)

Vigas principais		Vigas secundárias		Geometria da grelha			Peso total das 4 grelhas [kg]
Designação	nº de perfis	Designação	nº de perfis	h [m]	b [m]	c [m]	
UPN 140	2	L 100 x 100 x 6	6	4,90	0,80	0,80	323,6

O que condicionou as soluções de fundação foi a capacidade do terreno à compressão, excetuando o caso da sapata por perna, na qual o fator mais desfavorável era o arranque do elemento da fundação. No entanto, a solução de sapata por perna não era exequível para esta torre, pois para o solo não ceder devido à força de arranque aplicada à fundação, era necessária uma dimensão da base ( $B$ ) maior do que a permitida pelas condições geométricas da estrutura – 1,6 m, distância entre pernas da torre.

A comparação económica apresentadas na Fig. 6.26 e na Fig. 6.27 demonstram que a fundação em grelha é bastante mais económica que as soluções de betão. Comparando-se apenas as soluções de betão vemos que a solução mais económica é a sapata enterrada. De referir também que o monobloco se apresentou como uma solução excessivamente cara no solo argiloso. A resistência do monobloco vem em função da compressibilidade das paredes do solo que o confinam. Como essa compressibilidade vem em função do módulo de deformabilidade, que no solo argiloso é menor do que na areia, 4 e 15 MPa respetivamente, evidencia-se, de facto, que a solução de monobloco seja maior para o primeiro tipo de solo.



Solução:	Sapata Comum	Sapata por perna	Sapata enterrada	Monobloco	Grelha metálica isolada
$B_{sapata}$ [m]	4,95	0,00	6,70	2,00	0,80
$L_{sapata}$ [m]	4,95	0,00	6,70	2,00	0,80
$H_{sapata} / H_{enterrado}$ [m]	0,85	0,00	0,30	4,70	4,90
$h_{sapata}$ [m]	-	0,00	-	-	-
$b_{pilar}$ [m]	-	0,00	2,00	-	-
$h_{pilar}$ [m]	-	0,00	0,40	-	-
$V_{betão}$ [m <sup>3</sup> ]	20,83	0,00	15,07	18,80	-
$V_{escavação}$ [m <sup>3</sup> ]	24,50	0,00	31,42	18,80	12,54
$A_{expropriação}$ [m <sup>2</sup> ]	24,50	0,00	44,89	4,00	5,76
$P_{aço principal}$ [kg]	-	-	-	-	287,7
$P_{aço armadura}$ [kg]	-	-	-	-	-
$C_{betão}$ [€/m <sup>3</sup> ]	110,0				
$C_{escavação}$ [€/m <sup>3</sup> ]					
$C_{expropriação}$ [€/m <sup>2</sup> ]					
$C_{aço armadura}$ [€/kg]					
$C_{aço perfis}$ [€/kg]	2,0				
$C_{TOTAL}$ [€] :	2291	0	1657	2068	575

Fig. 6.26 – Tabela de comparação de todas as soluções para uma areia solta – apenas material (Caso 1)

Solução:	Sapata Comum	Sapata por perna	Sapata enterrada	Monobloco	Grelha metálica isolada
B <sub>sapata</sub> [m]	4,95	0,00	6,70	2,80	0,80
L <sub>sapata</sub> [m]	4,95	0,00	6,70	2,80	0,80
H <sub>sapata</sub> / H <sub>enterrado</sub> [m]	0,85	0,00	0,30	6,95	4,90
h <sub>sapata</sub> [m]	-	0,00	-	-	-
b <sub>pilar</sub> [m]	-	0,00	2,00	-	-
h <sub>pilar</sub> [m]	-	0,00	0,40	-	-
V <sub>betão</sub> [m <sup>3</sup> ]	20,83	0,00	15,07	54,49	-
V <sub>escavação</sub> [m <sup>3</sup> ]	24,50	0,00	31,42	54,49	12,54
A <sub>expropriação</sub> [m <sup>2</sup> ]	24,50	0,00	44,89	7,84	5,76
P <sub>alço principal</sub> [kg]	-	-	-	-	323,6
P <sub>alço armadura</sub> [kg]					-
C <sub>betão</sub> [€/m <sup>3</sup> ]			110,0		
C <sub>escavação</sub> [€/m <sup>3</sup> ]					
C <sub>expropriação</sub> [€/m <sup>2</sup> ]					
C <sub>alço armadura</sub> [€/kg]					
C <sub>alço perfis</sub> [€/kg]			2,0		
CTOTAL [€] :	2291	0	1657	5994	647

Fig. 6.27 – Tabela de comparação de todas as soluções para uma argila média – apenas material (Caso 1)

A Fig. 6.28 faz a mesma comparação económica entre as várias soluções de fundação, mas entra com o custo de escavação e expropriação. Esta tabela demonstra que o custo do material, por si só, pode não ser a única condicionante económica no dimensionamento da fundação. Com a introdução do custo de expropriação, a solução de betão que anteriormente era a mais barata (sapata enterrada), torna-se a mais cara, pois requer uma área de implantação para a sua execução maior. Na Fig. 6.29 vemos que o aumento de custo pode ser de tal modo significativo que a solução de sapata comum ultrapassa o já exagerado custo da solução de monobloco.

Solução:	Sapata Comum	Sapata por perna	Sapata enterrada	Monobloco	Grelha metálica isolada
B <sub>sapata</sub> [m]	4,95	0,00	6,70	2,00	0,80
L <sub>sapata</sub> [m]	4,95	0,00	6,70	2,00	0,80
H <sub>sapata</sub> / H <sub>enterrado</sub> [m]	0,85	0,00	0,30	4,70	4,90
h <sub>sapata</sub> [m]	-	0,00	-	-	-
b <sub>pilar</sub> [m]	-	0,00	2,00	-	-
h <sub>pilar</sub> [m]	-	0,00	0,40	-	-
V <sub>betão</sub> [m <sup>3</sup> ]	20,83	0,00	15,07	18,80	-
V <sub>escavação</sub> [m <sup>3</sup> ]	24,50	0,00	31,42	18,80	12,54
A <sub>expropriação</sub> [m <sup>2</sup> ]	24,50	0,00	44,89	4,00	5,76
P <sub>aço principal</sub> [kg]	-	-	-	-	287,7
P <sub>aço armadura</sub> [kg]	-	-	-	-	-
C <sub>betão</sub> [€/m <sup>3</sup> ]	-	-	110,0	-	-
C <sub>escavação</sub> [€/m <sup>3</sup> ]	-	-	4,0	-	-
C <sub>expropriação</sub> [€/m <sup>2</sup> ]	-	-	300,0	-	-
C <sub>aço armadura</sub> [€/kg]	-	-	-	-	-
C <sub>aço perfis</sub> [€/kg]	-	-	2,0	-	-
C <sub>TOTAL</sub> [€] :	9740	0	15250	3343	2354

Fig. 6.28 – Tabela de comparação de todas as soluções para uma areia solta – todos os custos (Caso 1)

Solução:	Sapata Comum	Sapata por perna	Sapata enterrada	Monobloco	Greilha metálica isolada
B <sub>sapata</sub> [m]	4,95	0,00	6,70	2,80	0,80
L <sub>sapata</sub> [m]	4,95	0,00	6,70	2,80	0,80
H <sub>sapata</sub> / H <sub>enterrado</sub> [m]	0,85	0,00	0,30	6,95	4,90
h <sub>sapata</sub> [m]	-	0,00	-	-	-
b <sub>pilar</sub> [m]	-	0,00	2,00	-	-
h <sub>pilar</sub> [m]	-	0,00	0,40	-	-
V <sub>betão</sub> [m <sup>3</sup> ]	20,83	0,00	15,07	54,49	-
V <sub>escavação</sub> [m <sup>3</sup> ]	24,50	0,00	31,42	54,49	12,54
A <sub>expropriação</sub> [m <sup>2</sup> ]	24,50	0,00	44,89	7,84	5,76
P <sub> aço principal</sub> [kg]	-	-	-	-	323,6
P <sub> aço armadura</sub> [kg]					-
C <sub>betão</sub> [€/m <sup>3</sup> ]			110,0		
C <sub>escavação</sub> [€/m <sup>3</sup> ]			4,0		
C <sub>expropriação</sub> [€/m <sup>2</sup> ]			300,0		
C <sub> aço armadura</sub> [€/kg]					
C <sub> aço perfis</sub> [€/kg]			2,0		
C <sub>TOTAL</sub> [€]:	9740	0	15250	8564	2425

Fig. 6.29 – Tabela de comparação de todas as soluções para uma argila média – todos os custos (Caso 1)

## 6.2.2. CASO 2

Este segundo caso é realizado utilizando a torre quadrangular com 40 m de altura, apresentada no ponto 5.2.3. Nesse mesmo ponto é efetuada uma descrição da torre. As características da mesma, necessárias ao dimensionamento das várias soluções de fundação, são apresentadas na Fig. 6.30.

<b>Torre:</b>	<b>Quadrangular</b>
Distância entre pernas na direção "a" [m]	4,5
Distância entre pernas na direção "d" [m]	4,5
Embebimento [m]	1,0
Cantoneira vertical na base da torre	L 160 x 160 x 17
Jorramento do poste na direção "a" (perna) [mm/m]	50,0
Jorramento do poste na direção "d" (perna) [mm/m]	50,0
Altura da torre [m]	40,0

Fig. 6.30 – Características geométricas da torre quadrangular com 40 m de altura

Os esforços no centro da fundação, retirados do *Robot* são os seguintes:

<b>Esforços basais:</b>	Estado Limite Último - ELU		Estado Limite de Serviço - ELS	
	Perpendicular	Oblíquo	Perpendicular	Oblíquo
Carga vertical - Fv [kN]	108,9	106,4	83,8	81,8
Força Horizontal - Fh [kN]	198,5	225,3	152,7	173,3
Momento basal - Mb [kN.m]	5199,9	5803,6	3999,9	4464,3

Fig. 6.31 – Esforços basais da torre quadrangular com 40 m de altura

A Tabela 6.6 apresenta os resultados das soluções de betão e a Tabela 6.7 os resultados da grelha metálica, ambas para uma areia solta como solo de fundação. Mais uma vez, as soluções encontram-se já otimizadas.

Tabela 6.6 – Resultados das várias soluções de Betão para uma areia solta (Caso 2)

Solução de fundação	B <sub>sapata</sub> [m]	L <sub>sapata</sub> [m]	H <sub>sapata</sub> [m]	h <sub>sapata</sub> [m]	B <sub>pilar</sub> [m]	H <sub>pilar</sub> [m]	V <sub>betão</sub> [m <sup>3</sup> ]
Sapata comum	7,10	7,10	1,20	-	-	-	60,49
Sapata por perna	3,70	3,70	0,60	0,20	0,60	0,80	19,93
Sapata enterrada	9,15	9,15	0,30	-	4,90	0,90	46,73
Monobloco	4,90	4,90	4,90	-	-	-	117,65

Tabela 6.7 – Resultados da grelha metálica para uma areia solta (Caso 2)

Vigas principais		Vigas secundárias		Geometria da grelha			Peso total das 4 grelhas [kg]
Designação	nº de perfis	Designação	nº de perfis	h [m]	b [m]	c [m]	
UPN 180	2	L 90 x 90 x 10	9	4,90	1,30	1,30	991,1

A Tabela 6.8 apresenta os resultados das soluções de betão e a Tabela 6.9 os resultados da grelha metálica, agora para uma argila média como solo de fundação.

Tabela 6.8 – Resultados das várias soluções de Betão para uma argila média (Caso 2)

Solução de fundação	B <sub>sapata</sub> [m]	L <sub>sapata</sub> [m]	H <sub>sapata</sub> [m]	h <sub>sapata</sub> [m]	B <sub>pilar</sub> [m]	H <sub>pilar</sub> [m]	V <sub>betão</sub> [m <sup>3</sup> ]
Sapata comum	7,20	7,10	1,20	-	-	-	62,21
Sapata por perna	3,60	3,60	0,60	0,20	0,60	1,20	19,55
Sapata enterrada	9,30	9,30	0,30	-	4,90	0,90	47,56
Monobloco	4,90	4,90	9,85	-	-	-	236,50

Tabela 6.9 – Resultados da grelha metálica para uma argila média (Caso 2)

Vigas principais		Vigas secundárias		Geometria da grelha			Peso total das 4 grelhas [kg]
Designação	nº de perfis	Designação	nº de perfis	h [m]	b [m]	c [m]	
UPN 180	2	L 90 x 90 x 9	9	4,95	1,20	1,20	851,8

As comparações económicas apresentadas na Fig. 6.32 e na Fig. 6.33 demonstram, uma vez mais, que a fundação em grelha é bastante mais económica que as soluções de betão. A solução de betão que compete com a fundação metálica é a sapata por perna. Isto deve-se ao facto da distância entre pernas da torre já ser significativa, pelo que a solução de sapata por perna se torna mais económica. Comparando-se apenas as soluções de betão, o monobloco volta a ser significativamente mais caro, principalmente fundado no solo argiloso.

Solução:	Sapata Comum	Sapata por perna	Sapata enterrada	Monobloco	Grelha metálica isolada
$B_{\text{sapata}} \text{ [m]}$	7,10	3,70	9,15	4,90	1,30
$L_{\text{sapata}} \text{ [m]}$	7,10	3,70	9,15	4,90	1,30
$H_{\text{sapata}} / H_{\text{enterrado}} \text{ [m]}$	1,20	0,60	0,30	4,90	4,90
$h_{\text{sapata}} \text{ [m]}$	-	0,20	-	-	-
$b_{\text{pilar}} \text{ [m]}$	-	0,60	4,90	-	-
$h_{\text{pilar}} \text{ [m]}$	-	0,80	0,90	-	-
$V_{\text{betão}} \text{ [m}^3\text{]}$	60,49	19,93	46,73	117,65	-
$V_{\text{escavação}} \text{ [m}^3\text{]}$	50,41	76,66	100,47	117,65	33,12
$A_{\text{expropriação}} \text{ [m}^2\text{]}$	50,41	67,24	83,72	24,01	33,64
$P_{\text{aço principal}} \text{ [kg]}$	-	-	-	-	991,1
$P_{\text{aço armadura}} \text{ [kg]}$	-	-	-	-	-
$C_{\text{betão}} \text{ [€/m}^3\text{]}$	110,0				-
$C_{\text{escavação}} \text{ [€/m}^3\text{]}$					
$C_{\text{expropriação}} \text{ [€/m}^2\text{]}$					
$C_{\text{aço armadura}} \text{ [€/kg]}$					
$C_{\text{aço perfis}} \text{ [€/kg]}$	2,0				
$C_{\text{TOTAL}} \text{ [€]} :$	6 654	2 192	5 140	12 941	1 982

Fig. 6.32 – Tabela de comparação de todas as soluções para uma areia solta – apenas material (Caso 2)

Solução:	Sapata Comum	Sapata por perna	Sapata enterrada	Monobloco	Greilha metálica isolada
B <sub>sapata</sub> [m]	7,20	3,60	9,30	4,90	1,20
L <sub>sapata</sub> [m]	7,20	3,60	9,30	4,90	1,20
H <sub>sapata</sub> / H <sub>enterrado</sub> [m]	1,20	0,60	0,30	9,85	4,95
h <sub>sapata</sub> [m]	-	0,20	-	-	-
b <sub>pilar</sub> [m]	-	0,60	4,90	-	-
h <sub>pilar</sub> [m]	-	1,20	0,90	-	-
V <sub>betão</sub> [m <sup>3</sup> ]	62,21	19,55	47,56	236,50	-
V <sub>escavação</sub> [m <sup>3</sup> ]	51,84	93,31	103,79	236,50	28,51
A <sub>expropriação</sub> [m <sup>2</sup> ]	51,84	65,61	86,49	24,01	32,49
P <sub> aço principal</sub> [kg]	-	-	-	-	851,8
P <sub> aço armadura</sub> [kg]					-
C <sub>betão</sub> [€/m <sup>3</sup> ]			110,0		
C <sub>escavação</sub> [€/m <sup>3</sup> ]					
C <sub>expropriação</sub> [€/m <sup>2</sup> ]					
C <sub> aço armadura</sub> [€/kg]					
C <sub> aço perfis</sub> [€/kg]			2,0		
C <sub>TOTAL</sub> [€] :	6 843	2 151	5 231	26 015	1 704

Fig. 6.33 – Tabela de comparação de todas as soluções para uma argila média – apenas material (Caso 2)



Tal como se verificou em todos os casos, a solução de sapata enterrada, quando implantada num local em que o custo de expropriação seja significativo, torna-se bastante onerosa. Já a grelha metálica vence economicamente todas as soluções.

Solução:	Sapata Comum	Sapata por perna	Sapata enterrada	Monobloco	Grelha metálica isolada
$B_{\text{sapata}}$ [m]	7,10	3,70	9,15	4,90	1,30
$L_{\text{sapata}}$ [m]	7,10	3,70	9,15	4,90	1,30
$H_{\text{sapata}} / H_{\text{enterrado}}$ [m]	1,20	0,60	0,30	4,90	4,90
$h_{\text{sapata}}$ [m]	-	0,20	-	-	-
$b_{\text{pilar}}$ [m]	-	0,60	4,90	-	-
$h_{\text{pilar}}$ [m]	-	0,80	0,90	-	-
$V_{\text{betão}}$ [m <sup>3</sup> ]	60,49	19,93	46,73	117,65	-
$V_{\text{escavação}}$ [m <sup>3</sup> ]	50,41	76,66	100,47	117,65	33,12
$A_{\text{expropriação}}$ [m <sup>2</sup> ]	50,41	67,24	83,72	24,01	33,64
$P_{\text{aço principal}}$ [kg]	-	-	-	-	991,1
$P_{\text{aço armadura}}$ [kg]	-	-	-	-	-
$C_{\text{betão}}$ [€/m <sup>3</sup> ]	-	-	110,0	-	-
$C_{\text{escavação}}$ [€/m <sup>3</sup> ]	-	-	4,0	-	-
$C_{\text{expropriação}}$ [€/m <sup>2</sup> ]	-	-	300,0	-	-
$C_{\text{aço armadura}}$ [€/kg]	-	-	-	-	-
$C_{\text{aço perfis}}$ [€/kg]	-	-	2,0	-	-
$C_{\text{TOTAL}}$ [€] :	21 979	22 671	30 659	20 615	12 207

Fig. 6.34 – Tabela de comparação de todas as soluções para uma areia solta – todos os custos (Caso 2)

Todos os casos corroboram com as premissas anteriores sobre os custos das soluções de fundação. Optou-se então por apresentar apenas a comparação do custo de material nos dois casos seguintes.

### 6.2.3. CASO 3

Como no caso anterior, este terceiro caso é realizado utilizando uma torre descrita anteriormente. Essa torre é apresentada no ponto 5.2.2 e é uma torre triangular com 60 m de altura. Nesse mesmo ponto é feita uma descrição da mesma. As características necessárias ao dimensionamento das várias soluções de fundação são apresentadas na Fig. 6.35.

<b>Torre:</b>	Triangular
Distância entre pernas na direção "a" [m]	5,5
Distância entre pernas na direção "d" [m]	3,9
Embebimento [m]	1,5
Cantoneira ou tubo vertical na base da torre	CHS 168,3x4,8
Jorramento do poste na direção "a" (perna) [mm/m]	57,8
Jorramento do poste na direção "d" (perna) [mm/m]	57,8
Altura da torre [m]	60,0

Fig. 6.35 – Características geométricas da torre triangular com 60 m de altura

Os esforços no centro da fundação, retirados do *Robot* são os seguintes:

<b>Esforços basais:</b>	Estado Limite Último - ELU		Estado Limite de Serviço - ELS	
	Perpendicular	Oblíquo	Perpendicular	Oblíquo
Carga vertical - Fv [kN]	42,6	35,5	32,8	27,3
Força Horizontal - Fh [kN]	80,1	66,8	61,6	51,3
Momento basal - Mb [kN.m]	2596,1	2163,4	1997,0	1664,2

Fig. 6.36 – Esforços basais da torre triangular com 60 m de altura

A Tabela 6.10 apresenta os resultados das soluções de betão e a Tabela 6.11 os resultados da grelha metálica, ambas para uma areia solta como solo de fundação.

Tabela 6.10 – Resultados das várias soluções de Betão para uma areia solta (Caso 3)

Solução de fundação	B <sub>sapata</sub> [m]	L <sub>sapata</sub> [m]	H <sub>sapata</sub> [m]	h <sub>sapata</sub> [m]	B <sub>pilar</sub> [m]	H <sub>pilar</sub> [m]	V <sub>betão</sub> [m <sup>3</sup> ]
Sapata comum	5,90	5,90	1,70	-	-	-	59,18
Sapata por perna	2,55	2,55	0,60	0,20	0,60	1,20	8,30
Sapata enterrada	5,95	5,95	0,30	-	5,90	1,40	59,35
Monobloco	5,90	5,90	5,90	-	-	-	205,38

Tabela 6.11 – Resultados da grelha metálica para uma areia solta (Caso 3)

Vigas principais		Vigas secundárias		Geometria da grelha			Peso total das 4 grelhas [kg]
Designação	nº de perfis	Designação	nº de perfis	h [m]	b [m]	c [m]	
UPN 100	2	L 70 x 70 x 6	7	4,55	0,70	0,70	159,7

A Tabela 6.12 apresenta os resultados das soluções de betão e a Tabela 6.13 os resultados da grelha metálica, agora para uma argila média como solo de fundação.

Tabela 6.12 – Resultados das várias soluções de Betão para uma argila média (Caso 3)

Solução de fundação	B <sub>sapata</sub> [m]	L <sub>sapata</sub> [m]	H <sub>sapata</sub> [m]	h <sub>sapata</sub> [m]	B <sub>pilar</sub> [m]	H <sub>pilar</sub> [m]	V <sub>betão</sub> [m <sup>3</sup> ]
Sapata comum	5,90	5,90	1,70	-	-	-	59,18
Sapata por perna	2,45	2,45	0,60	0,20	0,60	1,20	7,80
Sapata enterrada	5,95	5,95	0,30	-	5,90	1,40	59,35
Monobloco	5,90	5,90	7,45	-	-	-	259,33

Tabela 6.13 – Resultados da grelha metálica para uma argila média (Caso 3)

Vigas principais		Vigas secundárias		Geometria da grelha			Peso total das 4 grelhas [kg]
Designação	nº de perfis	Designação	nº de perfis	h [m]	b [m]	c [m]	
UPN 120	2	L 70 x 70 x 6	7	4,35	0,75	0,75	185,7

As comparações económicas apresentadas na Fig. 6.37 e na Fig. 6.38 demonstram que, a partir de uma certa distância entre pernas da torre, a solução de betão satisfatória é a solução de sapata por perna. No entanto, continua a ser desvantajosa economicamente em relação à solução metálica.

Solução:	Sapata Comum	Sapata por perna	Sapata enterrada	Monobloco	Grelha metálica isolada
B <sub>sapata</sub> [m]	5,90	2,55	5,95	5,90	0,70
L <sub>sapata</sub> [m]	5,90	2,55	5,95	5,90	0,70
H <sub>sapata</sub> / H <sub>enterrado</sub> [m]	1,70	0,60	0,30	5,90	4,55
h <sub>sapata</sub> [m]	-	0,20	-	-	-
b <sub>pilar</sub> [m]	-	0,60	5,90	-	-
h <sub>pilar</sub> [m]	-	1,20	1,40	-	-
V <sub>betão</sub> [m <sup>3</sup> ]	59,18	8,30	59,35	205,38	-
V <sub>escavação</sub> [m <sup>3</sup> ]	34,81	35,11	60,18	205,38	6,69
A <sub>expropriação</sub> [m <sup>2</sup> ]	34,81	64,80	35,40	34,81	28,45
P <sub> aço principal</sub> [kg]	-	-	-	-	159,7
P <sub> aço armadura</sub> [kg]					-
C <sub>betão</sub> [€/m <sup>3</sup> ]			110,0		
C <sub>escavação</sub> [€/m <sup>3</sup> ]					
C <sub>expropriação</sub> [€/m <sup>2</sup> ]					
C <sub>aço armadura</sub> [€/kg]					
C <sub>aço perfis</sub> [€/kg]			2,0		
C <sub>TOTAL</sub> [€] :	6509	913	6529	22592	319

Fig. 6.37 – Tabela de comparação de todas as soluções para uma areia solta – apenas material (Caso 3)

Solução:	Sapata Comum	Sapata por perna	Sapata enterrada	Monobloco	Grelha metálica isolada
$B_{\text{sapata}}$ [m]	5,90	2,45	5,95	5,90	0,75
$L_{\text{sapata}}$ [m]	5,90	2,45	5,95	5,90	0,75
$H_{\text{sapata}} / H_{\text{enterrado}}$ [m]	1,70	0,60	0,30	7,45	4,35
$h_{\text{sapata}}$ [m]	-	0,20	-	-	-
$b_{\text{pilar}}$ [m]	-	0,60	5,90	-	-
$h_{\text{pilar}}$ [m]	-	1,20	1,40	-	-
$V_{\text{betão}}$ [m <sup>3</sup> ]	59,18	7,80	59,35	259,33	-
$V_{\text{escavação}}$ [m <sup>3</sup> ]	34,81	32,41	60,18	259,33	7,34
$A_{\text{expropriação}}$ [m <sup>2</sup> ]	34,81	63,20	35,40	34,81	28,99
$P_{\text{aço principal}}$ [kg]	-	-	-	-	185,7
$P_{\text{aço armadura}}$ [kg]	-	-	-	-	-
$C_{\text{betão}}$ [€/m <sup>3</sup> ]	-	-	110,0	-	-
$C_{\text{escavação}}$ [€/m <sup>3</sup> ]	-	-	-	-	-
$C_{\text{expropriação}}$ [€/m <sup>2</sup> ]	-	-	-	-	-
$C_{\text{aço armadura}}$ [€/kg]	-	-	-	-	-
$C_{\text{aço perfis}}$ [€/kg]	-	-	2,0	-	-
$C_{\text{TOTAL}}$ [€] :	6509	858	6529	28527	371

Fig. 6.38 – Tabela de comparação de todas as soluções para uma argila média – apenas material (Caso 3)

#### 6.2.4. CASO 4

O quarto caso incidiu numa torre de telecomunicação triangular, com perfis tubulares verticais nas três pernas e 100 m de altura, designada por TTA. Suporta oito plataformas de trabalho e os respetivos instrumentos de comunicação. A dimensão entre pernas da torre é de 10 m. As ações principais na torre são o vento e o gelo. A modelação em *Robot* é apresentada na Fig. 6.23 e as características necessárias ao dimensionamento das várias soluções de fundação são apresentadas na Fig. 6.40.

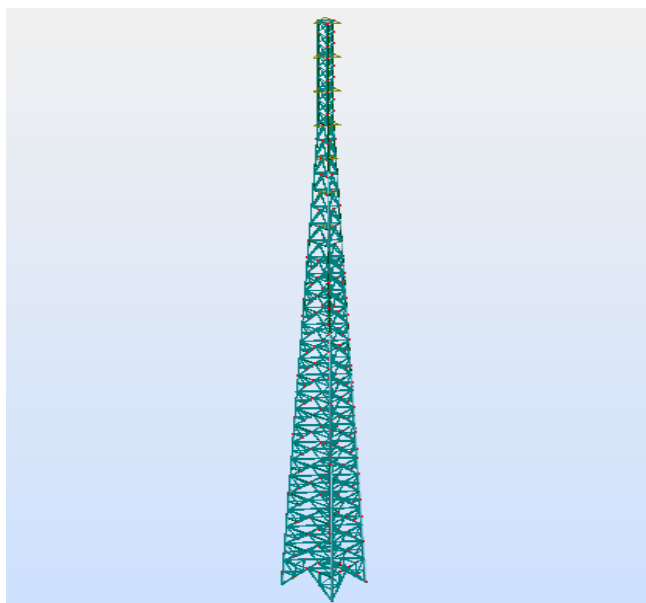


Fig. 6.39 – Modelação estrutural da torre TTA em *Robot*

<b>Torre:</b>	Triangular
Distância entre pernas na direção "a" [m]	10,0
Distância entre pernas na direção "d" [m]	7,1
Embebimento [m]	2,0
Cantoneira ou tubo vertical na base da torre	CHS 355,6x10,3
Jorramento do poste na direção "a" (perna) [mm/m]	53,5
Jorramento do poste na direção "d" (perna) [mm/m]	53,5
Altura da torre [m]	100,0

Fig. 6.40 – Características geométricas da torre triangular com 100 m de altura

Os esforços no centro da fundação, retirados do *Robot* são os seguintes:

<b>Esforços basais:</b>	Estado Limite Último - ELU		Estado Limite de Serviço - ELS	
	Perpendicular	Oblíquo	Perpendicular	Oblíquo
Carga vertical - Fv [kN]	318,2	318,2	244,8	244,8
Força Horizontal - Fh [kN]	450,5	300,3	346,5	231,0
Momento basal - Mb [kN.m]	24232,1	16154,7	18640,1	12426,7

Fig. 6.41 – Esforços basais da torre TTA com 100 m de altura

A Tabela 6.10 apresenta os resultados das soluções de betão e a Tabela 6.11 os resultados da grelha metálica, ambas para uma areia solta como solo de fundação.

Tabela 6.14 – Resultados das várias soluções de Betão para uma areia solta (Caso 3)

Solução de fundação	B <sub>sapata</sub> [m]	L <sub>sapata</sub> [m]	H <sub>sapata</sub> [m]	h <sub>sapata</sub> [m]	B <sub>pilar</sub> [m]	H <sub>pilar</sub> [m]	V <sub>betão</sub> [m <sup>3</sup> ]
Sapata comum	10,40	10,40	2,20	-	-	-	237,95
Sapata por perna	5,25	5,25	1,05	0,35	0,80	1,20	51,62
Sapata enterrada	10,45	10,45	0,30	-	10,40	1,90	238,26
Monobloco	10,40	10,40	10,40	-	-	-	1124,86

Tabela 6.15 – Resultados da grelha metálica para uma areia solta (Caso 3)

Vigas principais		Vigas secundárias		Geometria da grelha			Peso total das 4 grelhas [kg]
Designação	nº de perfis	Designação	nº de perfis	h [m]	b [m]	c [m]	
UPN 400	2	L 150 x 150 x 18	12	4,95	2,95	2,95	6381,9

A Tabela 6.12 apresenta os resultados das soluções de betão e a Tabela 6.13 os resultados da grelha metálica, agora para uma argila média como solo de fundação.

Tabela 6.16 – Resultados das várias soluções de Betão para uma argila média (Caso 3)

Solução de fundação	B <sub>sapata</sub> [m]	L <sub>sapata</sub> [m]	H <sub>sapata</sub> [m]	h <sub>sapata</sub> [m]	B <sub>pilar</sub> [m]	H <sub>pilar</sub> [m]	V <sub>betão</sub> [m <sup>3</sup> ]
Sapata comum	10,40	10,40	2,20	-	-	-	237,95
Sapata por perna	5,10	5,10	1,08	0,36	0,80	1,20	50,30
Sapata enterrada	10,45	10,45	0,30	-	10,40	1,90	238,26
Monobloco	10,40	10,40	16,40	-	-	-	1773,83

Tabela 6.17 – Resultados da grelha metálica para uma argila média (Caso 3)

Vigas principais		Vigas secundárias		Geometria da grelha			Peso total das 4 grelhas [kg]
Designação	nº de perfis	Designação	nº de perfis	h [m]	b [m]	c [m]	
UPN 100	2	L 70 x 70 x 6	7	4,55	0,70	0,70	159,7

As comparações económicas apresentadas na Fig. 6.42 e na Fig. 6.43 corroboram com o diagnóstico do caso anterior. A sapata por perna continua a ser a solução vantajosa dentro das soluções em betão armado. A diferença neste caso é que pela primeira vez, a última solução mencionada se torna mais vantajosa do que a grelha metálica. O aumento do custo da solução metálica advém do aumento do peso da solução que se deve à robustez dos perfis utilizados para a execução do elemento de fundação. Essa robustez é necessária devido aos elevados esforços, transmitidos pela torre, à fundação.

A anterior premissa apenas é válida na comparação do custo do material. Caso se contabilize o custo de expropriação, consoante o valor do mesmo, a solução metálica pode voltar a tornar-se vantajosa.

Adotando o valor de 300 €/m<sup>2</sup> para o custo de expropriação, o que em qualquer dos casos é um custo muito elevado, dá-se o caso da grelha metálica ser economicamente vantajosa em relação às restantes soluções [Fig. 6.44].

Solução:	Sapata Comum	Sapata por perna	Sapata enterrada	Monobloco	Grelha metálica isolada
B <sub>sapata</sub> [m]	10,40	5,25	10,45	10,40	2,95
L <sub>sapata</sub> [m]	10,40	5,25	10,45	10,40	2,95
H <sub>sapata / H enterrado</sub> [m]	2,20	1,05	0,30	10,40	4,95
h <sub>sapata</sub> [m]	-	0,35	-	-	-
b <sub>pilar</sub> [m]	-	0,80	10,40	-	-
h <sub>pilar</sub> [m]	-	1,20	1,90	-	-
V <sub>betão</sub> [m <sup>3</sup> ]	237,95	51,62	238,26	1124,86	-
V <sub>escavação</sub> [m <sup>3</sup> ]	108,16	186,05	240,25	1124,86	129,23
A <sub>expropriação</sub> [m <sup>2</sup> ]	108,16	232,56	109,20	108,16	129,77
P <sub> aço principal</sub> [kg]	-	-	-	-	6381,9
P <sub> aço armadura</sub> [kg]	-	-	-	-	-
C <sub>betão</sub> [€/m <sup>3</sup> ]	-	-	110,0	-	-
C <sub>escavação</sub> [€/m <sup>3</sup> ]	-	-	-	-	-
C <sub>expropriação</sub> [€/m <sup>2</sup> ]	-	-	-	-	-
C <sub> aço armadura</sub> [€/kg]	-	-	-	-	-
C <sub> aço perfis</sub> [€/kg]	-	-	2,0	-	-
C <sub>TOTAL</sub> [€] :	26175	5678	26209	123735	12764

Fig. 6.42 – Tabela de comparação de todas as soluções para uma areia solta – apenas material (Caso 4)



Solução:	Sapata Comum	Sapata por perna	Sapata enterrada	Monobloco	Grelha metálica isolada
$B_{\text{sapata}}$ [m]	10,40	5,10	10,45	10,40	2,85
$L_{\text{sapata}}$ [m]	10,40	5,10	10,45	10,40	2,85
$H_{\text{sapata}} / H_{\text{enterrado}}$ [m]	2,20	1,08	0,30	16,40	4,95
$h_{\text{sapata}}$ [m]	-	0,36	-	-	-
$b_{\text{pilar}}$ [m]	-	0,80	10,40	-	-
$h_{\text{pilar}}$ [m]	-	1,20	1,90	-	-
$V_{\text{betão}}$ [m <sup>3</sup> ]	237,95	50,30	238,26	1773,83	-
$V_{\text{escavação}}$ [m <sup>3</sup> ]	108,16	177,91	240,25	1773,83	120,62
$A_{\text{expropriação}}$ [m <sup>2</sup> ]	108,16	228,01	109,20	108,16	127,49
$P_{\text{aço principal}}$ [kg]	-	-	-	-	5598,1
$P_{\text{aço armadura}}$ [kg]	-	-	-	-	-
$C_{\text{betão}}$ [€/m <sup>3</sup> ]	-	-	110,0	-	-
$C_{\text{escavação}}$ [€/m <sup>3</sup> ]	-	-	-	-	-
$C_{\text{expropriação}}$ [€/m <sup>2</sup> ]	-	-	-	-	-
$C_{\text{aço armadura}}$ [€/kg]	-	-	-	-	-
$C_{\text{aço perfis}}$ [€/kg]	-	-	2,0	-	-
$C_{\text{TOTAL}}$ [€] :	26175	5533	26209	195121	11196

Fig. 6.43 – Tabela de comparação de todas as soluções para uma argila média – apenas material (Caso 4)

Solução:	Sapata Comum	Sapata por perna	Sapata enterrada	Monobloco	Greilha metálica isolada
B <sub>sapata</sub> [m]	10,40	5,25	10,45	10,40	2,95
L <sub>sapata</sub> [m]	10,40	5,25	10,45	10,40	2,95
H <sub>sapata</sub> / H <sub>enterrado</sub> [m]	2,20	1,05	0,30	10,40	4,95
h <sub>sapata</sub> [m]	-	0,35	-	-	-
b <sub>pilar</sub> [m]	-	0,80	10,40	-	-
h <sub>pilar</sub> [m]	-	1,20	1,90	-	-
V <sub>betão</sub> [m <sup>3</sup> ]	237,95	51,62	238,26	1124,86	-
V <sub>escavação</sub> [m <sup>3</sup> ]	108,16	186,05	240,25	1124,86	129,23
A <sub>expropriação</sub> [m <sup>2</sup> ]	108,16	232,56	109,20	108,16	129,77
P <sub>aço principal</sub> [kg]	-	-	-	-	6381,9
P <sub>aço armadura</sub> [kg]					-
C <sub>betão</sub> [€/m <sup>3</sup> ]			110,0		
C <sub>escavação</sub> [€/m <sup>3</sup> ]			4,0		
C <sub>expropriação</sub> [€/m <sup>2</sup> ]			300,0		
C <sub>aço armadura</sub> [€/kg]					
C <sub>aço perfis</sub> [€/kg]			2,0		
C <sub>TOTAL</sub> [€] :	59055	76191	59931	160682	52213

Fig. 6.44 – Tabela de comparação de todas as soluções para uma areia solta – todos os custos (Caso 4)

Se o monobloco já não era uma solução válida para os dois casos anteriores, neste caso nem se colocava a hipótese da sua execução, porque a distância entre pernas da torre já é exagerada para que este tipo de solução seja exequível.

#### 6.2.5. CONCLUSÃO

Os casos de estudo são escassos para a obtenção de conclusões concretas. Baseando-nos apenas nestes quatro casos, demonstra-se que a vantagem da utilização de uma solução metálica como a apresentada é significativa, não só a nível económico como a nível de execução, pois permite à empresa (Metalogalva) fabricar a fundação das próprias torres. Há duas razões principais para a vantagem desta solução:

- A resistência ao arranque da mesma advir do peso do solo acima do elemento de fundação; a fundação pode estar enterrada a uma profundidade significativa e o seu custo não aumenta com essa profundidade;
- O peso do elemento de fundação ser pequeno, diminuindo a carga aplicada ao terreno, o que permite obter dimensões da base do elemento menores.

Em contrapartida se houver uma escavação que retire uma parcela do solo que contribui para contrariar a força de arranque na fundação, a mesma pode tornar-se falível. Nesta situação o baixo peso do elemento de fundação é também uma desvantagem. As fundações em grelha metálica são ainda pouco utilizadas pelo que ainda requerem um estudo mais aprofundado, principalmente devido à durabilidade do material utilizado e condições adversas provenientes do local de implantação.

A solução de betão mais competente depende das dimensões da torre. Para torres “pequenas”, em que a distância entre pernas não ultrapasse os 2 m, o monobloco é uma solução bastante económica, tanto por quantidade de material como por área de implantação.

O custo desta última solução aumenta com o aumento das dimensões de base da torre. Para distâncias entre pernas de torre até 5 ou 6 m, a solução de sapata enterrada apresenta, normalmente, menos volume de betão que a solução de sapata tradicional. Pode, no entanto, a segunda ser mais económica, caso a implantação da torre se localize numa zona com um custo de expropriação elevado, pois a sapata enterrada apresenta uma maior área de implantação.

Para torres com distâncias entre pernas elevadas, a solução de betão mais vantajosa é a sapata por perna de torre que, como se comprova no caso 4, para elevados esforços transmitidos à fundação, pode até tornar-se menos dispendiosa que a solução metálica, comparando quantidade de material e respetivo custo.

Em relação ao tipo de solo, o estudo não é conclusivo, pois os valores de resistência e deformabilidade dos mesmos admitem-se iguais em profundidade, o que na prática não acontece e podem variar dentro de intervalos extensos. No entanto, admitindo que os solos não estão submersos e que uma argila terá um módulo de deformabilidade menor do que uma areia, demonstra-se que as dimensões do monobloco tendem a aumentar significativamente quando o elemento é fundado num solo argiloso. O contrário, mas em menor escala, passa-se com a solução metálica.

As comparações económicas apresentam várias desvantagens, como a desatualização dos preços dos materiais e dos serviços ao longo do tempo, a variabilidade desses valores consoante a obra e o local da mesma. Como foi referido, a comparação das várias soluções acrescida do custo de expropriação, serviu apenas para demonstrar que não é linear a conclusão de que se o custo do elemento for menor, a solução obtida é a ótima.

Finalmente, nestas condições, a solução por grelha metálica apresentou-se mais vantajosa na maioria dos casos. Isto é ainda mais relevante em países como o Congo, que não tem materiais viáveis para o fabrico próprio do betão, sendo a única hipótese exportar o material. O custo do material pode crescer até valores na ordem dos 1000 €/m<sup>3</sup>.

Em relação à ferramenta de cálculo, mostrou-se, de facto, um instrumento muito útil e prático, que permitiu um rápido dimensionamento das várias soluções de fundação, podendo ser adaptado ao longo do tempo, permitindo a constante introdução de dados e de novas soluções.

# 7

## CONCLUSÃO

### 7.1. CONCLUSÕES PRINCIPAIS

Os postes e as torres articuladas são estruturas muito complexas, sendo as maiores causas de acidente em estruturas deste tipo os fatores ambientais e a instabilidade estrutural do próprio elemento. De facto, não são conhecidos grandes causas de instabilidade de torres devido à sua fundação. Provavelmente, este é um fator que contribui para a preocupação menos acentuada que se dá ao dimensionamento destes elementos. No entanto, o seu dimensionamento é efetuado tal como o dimensionamento de uma fundação para outro tipo de estruturas (p.e. edifícios), sendo que a grande diferença se encontra nas cargas aplicadas.

Este trabalho permitiu a compilação de alguns métodos de dimensionamento de fundações, adaptando-os a várias soluções, bem como a adaptação desses métodos ao *Eurocódigo 7*, norma ainda pouco utilizada e conhecida por grande parte das empresas no ramo das estruturas, principalmente de estruturas metálicas. Permitiu ainda compilar esses métodos e essas soluções numa ferramenta de cálculo, que pode ser posteriormente usada pela Metalogalva – empresa onde se desenvolveu parte deste trabalho.

Algumas conclusões foram referidas ao longo do trabalho, respetivamente aos assuntos abordados em cada capítulo. Pretende-se, neste capítulo, apresentar as principais conclusões retidas na realização desta dissertação.

Em relação aos métodos de dimensionamento de fundações, salienta-se o seguinte:

- A metodologia presente no EC7 permite um bom dimensionamento de fundações para torres de grande altura, sendo necessário adaptar as verificações à solução utilizada;
- O ângulo das cunhas de terra, que define o peso do solo que contribui para a resistência ao arranque, varia, de caso para caso – entre  $45^\circ \pm \phi/2$  – e não é de fácil obtenção, pelo que esse valor deve ser contabilizado, preferencialmente, em campo ou devem-se efetuar mais estudos que retratem o valor mais próximo do real a ser adotado; outra hipótese seria a consideração da resistência ao corte durante o arranque, contribuindo assim a coesão e o ângulo de atrito, diretamente para a resistência ao arranque – esta última metodologia, geralmente, não está pelo lado da segurança pois o solo acima do elemento de fundação já se encontra remexido, ou seja, a sua resistência ao corte é menor do que a teórica e perde-se a coesão (ligação entre as partículas do solo); o estudo apresentado na Tabela 3.5 apresenta uma comparação entre as duas metodologias e demonstra a variabilidade deste valor, principalmente em função da profundidade a que se encontra a fundação;

A solução de monobloco é uma solução de fácil implementação no terreno, e pode ser economicamente vantajosa para torres com distâncias entre pernas relativamente pequenas. Em relação a este tópico, retiram-se as seguintes conclusões principais:

- Esta solução de fundação apresenta metodologias próprias, estudadas e concebidas diretamente para estruturas do género das retratadas neste estudo;
- As metodologias mencionadas são apresentadas em documentos antigos, não sofrendo desenvolvimentos significativos recentemente; como foi referido, estes métodos baseiam-se em estudos efetuados pelos próprios autores e partem de parâmetros de resistência de tipos de solo padrão, obtidos através do estudo, pelo que às vezes subvalorizam a resistência real do solo, ou seja, são conservativos;
- O *método de Sulzberger* é o mais complexo, mas também o mais direcionado para torres de suporte para cabos elétricos, apesar de ser o método mais conservativo entre os três comparados; sugere-se, para torres de telecomunicação, a utilização de outra metodologia – *Bürklin* ou *Fröhlich* – por não serem tão conservativas;
- A adaptação dos três métodos ao EC7, de um modo geral, otimiza as soluções, principalmente no caso do *método de Bürklin*, no entanto deve-se ter em conta que os coeficientes parciais do referido Eurocódigo ainda estão a ser calibrados, principalmente para elementos de fundação de estruturas deste tipo;

O número e a qualidade das prospeções geotécnicas ao longo deste estudo revelaram-se muito baixos. É certo que os exemplos recolhidos e observados foram de um caso específico, perante uma empresa cuja especialização foge deste campo. No entanto é possível reter o seguinte:

- Há uma fraca preocupação pelo bom conhecimento do solo de fundação de uma torre; os estudos geotécnicos tendem a demonstrar-se pobres em informação;
- Ainda é preferencialmente utilizada a tensão admissível no dimensionamento de fundações, em detrimento da caracterização do solo através dos parâmetros de resistência e deformabilidade;
- Os ensaios – quando efetuados – são ainda os mais correntes, como o SPT ou o DP, dando prioridade ao custo mais baixo em vez de uma caracterização do solo com mais qualidade (ainda se recorre muito pouco a ensaios mais completos como o CPT); a maior parte das informações fornecidas à empresa constavam de uma observação visual do solo, definindo-o posteriormente por um tipo de solo padrão (p.e. areia solta);
- O pressiómetro de Ménard (PMT) é um ensaio bastante utilizado para caracterizar o solo de fundação de uma torre e é de facto uma boa opção para essa função, pois é um ensaio de fácil implementação e permite, através de correlações, bem fundamentadas, entre os resultados obtidos no próprio ensaio e os parâmetros de resistência e deformabilidade do solo.

Em relação aos casos de estudo efetuados – é necessário salientar, que foram poucos e, muitas vezes, para casos muito específicos – concluiu-se o seguinte:

- A carga vertical proveniente da superestrutura é muito pequena em relação à carga total vertical (carga vertical mais peso próprio do elemento de fundação) aplicada à fundação, apresentando valores que se encontram entre os 4% e os 10% dessa carga total, ou seja, o peso próprio da fundação é muito relevante para o dimensionamento da mesma;

- A tensão admissível, apesar de permitir um dimensionamento mais simples da fundação, é uma resistência fictícia do solo, demasiado generalista e apresentando sob alguns aspetos claras limitações e inconvenientes, quer do ponto de vista da segurança, quer do ponto de vista económico; utilizando a tensão admissível, a quantidade de material aumenta com o crescimento dos esforços aplicados à fundação porque, como é sabido, a tensão cresce com o aumento da dimensão da base da sapata (que consequentemente aumenta com o crescimento do momento), o que não se reflete utilizando a tensão admissível; percebe-se então que o dimensionamento baseado na tensão admissível deve ser muito bem ponderado, devendo-se colocar reservas à sua utilização;
- A aplicação da Abordagem 1 do EC7, utilizando os parâmetros de resistência e deformabilidade do solo, quando comparada com os métodos de dimensionamento baseados na tensão admissível, além de se demonstrar mais representativa da realidade, tende a otimizar a solução a nível de quantidade de material utilizado;
- Era já reconhecido que os assentamentos em torres, desde que uniformes, não interferem com a sua estabilidade e com o seu funcionamento, no entanto, a presença de um assentamento diferencial pode modificar esta premissa, pois caso seja uma torre de telecomunicação, o sinal da antena tem que estar alinhado perfeitamente;
- O aumento de esforços na estrutura das torres, devido a um assentamento diferencial imposto, é um problema que deve ter mais atenção em estudos futuros pois, através do estudo de assentamentos efetuado, comprova-se que o problema que os mesmos podem trazer à estrutura pode assumir alguma importância; os estudos efetuados provaram que os modelos realizados no Robot não recriam o objeto real, que devido à sua grande flexibilidade (fornecida também pelas folgas entre as ligações das várias peças constituintes desse esqueleto), não atingirá os aumentos de solicitação apresentados no ponto 5.2 – as ligações entre os vários perfis, no *Robot*, são ligações rígidas, o que leva a um aumento de esforços nas barras enorme; retira-se ainda deste estudo, que estruturas fundadas em sapatas isoladas devem apresentar critérios de dimensionamento, em relação aos assentamentos admissíveis, mais exigentes do que estruturas fundadas numa fundação comum;
- Os estudos das várias soluções, ainda que escassos, demonstraram que a capacidade de carga é a verificação que condiciona o dimensionamento em soluções como a sapata comum a toda a torre e a sapata enterrada – soluções em que a área de distribuição é maior e o arranque não se dá; pelo contrário, para as soluções isoladas por perna de torre, a verificação condicionante mostrou-se ser a resistência ao arranque do elemento de fundação;
- De um modo geral, a solução de fundação metálica demonstrou-se mais económica, em relação às fundações de betão, isto porque se encontra mais enterrada, garantindo mais peso acima do elemento de fundação que contraria a força de arranque – ação condicionante para o seu dimensionamento; a solução de sapata por perna em betão torna-se competitiva para torres com altura elevada e grande distância entre pernas, como se vê no caso de estudo 4 do ponto 6.2; esta solução (metálica) tem ainda a vantagem de ser constituída por elementos metálicos, que podem ser fabricados por empresas que compitam apenas nesse mercado, como é o caso da Metalgalva; as fundações em grelha metálica são pouco utilizadas pelo que ainda requerem um estudo mais aprofundado, principalmente devido à durabilidade do material utilizado e condições adversas provenientes do local de implantação;

- A solução de fundação por monobloco apenas é viável para torres com distâncias entre pernas até 2 m; a partir desta distância torna-se uma solução com custos elevados, devido à quantidade de material utilizado;
- Não foi possível comparar torres com a mesma altura, a mesma distância entre pernas, esforços semelhantes mas com uma geometria de base diferente, de modo a perceber se realmente a geometria da base da torre era condicionante; a conclusão que se retira é que para o mesmo grau de esforços e condições semelhantes, os esforços nos perfis da torre e por perna são maiores numa torre triangular, o que afetará apenas soluções de fundação por perna de torre, visto que nas restantes soluções, os esforços aplicados à fundação é igual para os dois tipos.

Finalmente, o que se pode referir sobre a ferramenta de cálculo é que, de facto, é um instrumento de cálculo bastante útil, que engloba várias soluções de fundação e permite a otimização, tanto a nível de material, como do tempo que se despende a dimensioná-las. Permite uma boa aproximação à solução real e permite a comparação – até numa primeira abordagem, económica – das várias soluções de fundação. Permite também uma constante introdução de novos dados e novas soluções de fundação ao longo do tempo, adaptando-se minimamente à necessidade do utilizador. Introduziu ainda o dimensionamento das fundações através dos parâmetros de resistência e deformabilidade do solo, desprezando assim a tensão admissível. Tem, no entanto, os seus limites, pois depende de uma boa caracterização prévia do solo a utilizar, caso contrário, terão que se admitir os parâmetros resistentes do mesmo. Esta ferramenta dimensiona soluções de fundação superficiais. Para o dimensionamento de soluções de fundação profundas era necessária uma adaptação da ferramenta de cálculo e um estudo apropriado desse tipo de soluções. Apenas a solução de monobloco se encontra entre as fundações superficiais e as profundas – a relação entre a altura enterrada e a dimensão de base pode ser a seguinte:  $D/B = 2,5$  – em que o confinamento lateral do terreno contribui para a resistência da mesma. A grande vantagem da sua utilização (ferramenta) é permitir um rápido dimensionamento das várias soluções e por consequência uma rápida análise da fundação ótima para cada torre.

## 7.2. PERSPETIVAS FUTUROS

Como continuidade do trabalho aqui apresentado, consideram-se oportunas as seguintes perspetivas futuras:

- Realizar uma análise não linear do comportamento da torre e do solo devido à interação entre a própria torre e a sua fundação;
- Garantir que a prospeção geotécnica é acompanhada de um bom estudo de campo que garanta uma caracterização do solo de qualidade ou, pelo menos, suficientemente criteriosa a fim de permitir o bom dimensionamento de uma fundação;
- Realizar mais casos de estudo para tentar criar um padrão de adaptabilidade das soluções de fundações ao nível de esforços e à geometria da torre;
- Realizar um estudo semelhante ao que é aqui apresentado direcionado para as soluções de fundação profundas.



Em relação à ferramenta de cálculo, as perspectivas futuras são as seguintes:

- Melhorar o *layout* da própria ferramenta e torná-la mais didática ao futuro utilizador;
- Adaptá-la a tipos de ensaio realizados em campo, de modo a diminuir o carácter geral de dimensionamento presente na mesma – principalmente aos ensaios comumente utilizados;
- Reformular certas metodologias de cálculo das soluções disponíveis na ferramenta, principalmente ao nível da geometria dessas mesmas soluções;
- Acrescentar outras soluções de fundação, que possam mostrar-se vantajosas para determinadas situações;
- Utilizar o campo de ensaio da empresa para viabilizar os modelos apresentados ao longo do trabalho.



## BIBLIOGRAFIA

- <http://www.csagroup.org/>. (visitado em Março de 2014)
- <http://www.metalogalva.pt/>. (visitado em Março de 2014).
- <http://www.galvaza.pt/>. (visitado em Julho de 2014).
- <http://www.geotechdata.info/>. (visitado em Julho de 2014).
- Abeykoon, A. M. G. S., Hettiarachchi, H. A. K. S., Hewage, H. C. L., Gallage, D. J., Dissanayake, U. I. (2012). *Problems related to telecommunication tower foundation*. University of Ruhuna.
- Antunes, A. P. R. B. M. (2008). *Projecto de postes e mastros tubulares*. Dissertação de Mestrado. FEUP, Porto.
- ASCE. (1991). *Design of Steel Transmission Pole Structures*. p. ASCE, New York.
- Azcúnaga, F. R.-A. (1987). *Construcciones metalicas*. p. 875. Libreria Editorial Bellisco, Madrid.
- Baud, J. P., Gambin, M. (2013). *Obtaining the Ménard  $\alpha$  Rheological Factor in a Pressiogram Diagram*. Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, p. 488-491.
- Bowles, J. E. (1996). *Foundation analysis and design*. p. 1175. McGraw-Hill, New York.
- Briaud, J.-L. (1992). *The pressuremeter*. p. 322. A.A. Balkema, Rotterdam.
- BSI. (1999). *Lattice towers and masts. Code of practice for strength assessment of members of lattice towers and masts BS 8100-3:1999*. p. BSI, London.
- DiGioia Jr., A. M. (2007). *Fundamental Principles of Foundation Design*. Orlando, Florida.
- EC1. (2010). *Eurocódigo 1 acções em estruturas Parte 1-4 acções gerais. Acções do vento NP EN 1991-1-4:2010/A1: 2010*. Instituto Português da Qualidade, Caparica.
- EC2. (2012). *Eurocódigo 2 projecto de estruturas de betão Parte 1-1 regras gerais e regras para edifícios NP EN 1992-1-1:2010/AC: 2012*. Instituto Português da Qualidade, Caparica.
- EC3. (2010). *Eurocódigo 3 projecto de estruturas de aço Parte 3 torres, mastros e chaminés NP EN 1993-3: 2010*. Instituto Português da Qualidade, Caparica.
- EC7. (2010). *Eurocódigo 7 projecto geotécnico Parte 1 regras gerais NP EN 1997-1: 2010*. Instituto Português da Qualidade, Caparica.
- Frank, R. (1999). *Calcul des fondations superficielles et profondes*. p. 141. Techniques de l'Ingénieur Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.

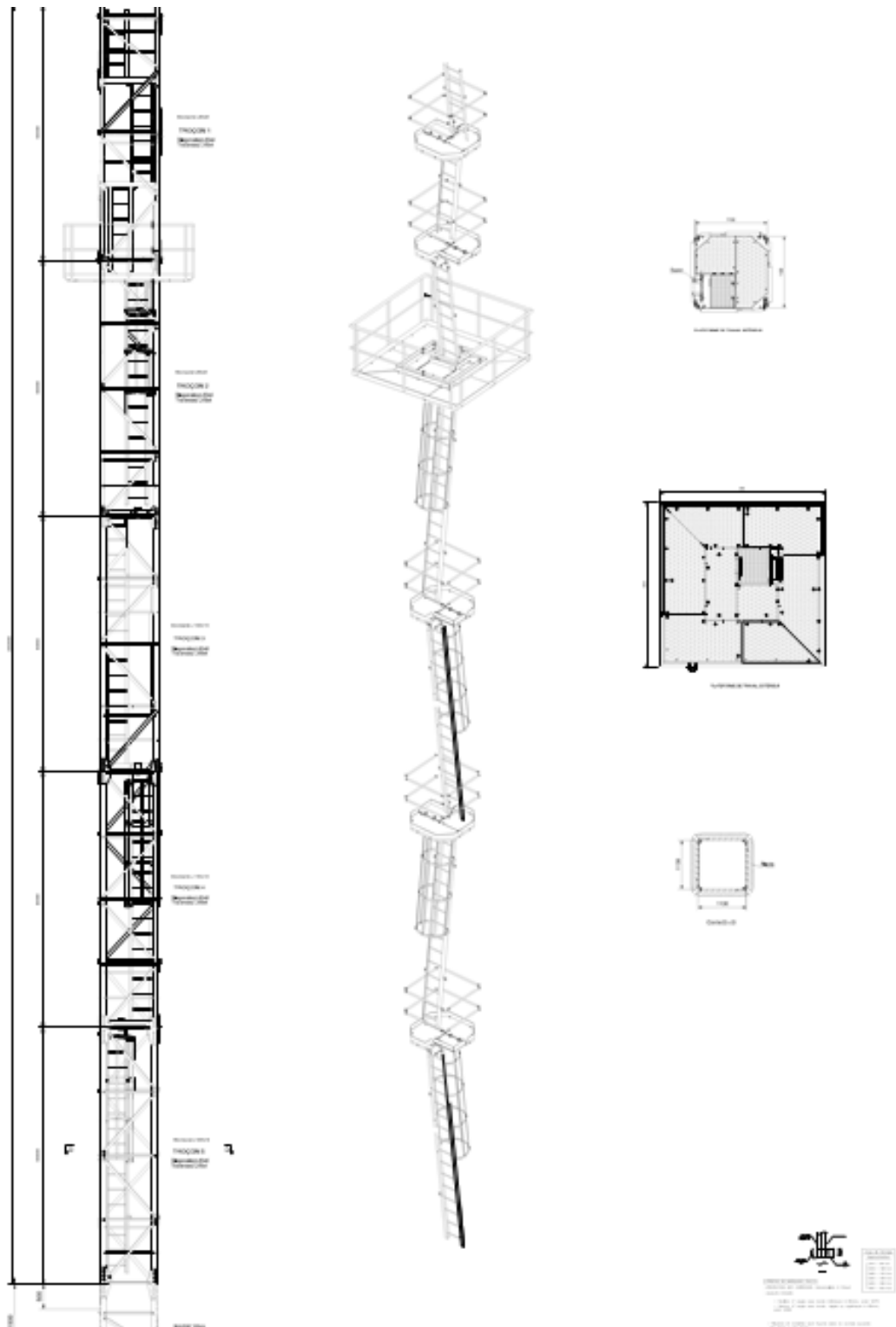
- Hatanaka, M., Uchida, A. (1996). *Empirical correlation between penetration resistance and internal friction angle of sandy soils*. Soils and Foundations. Vol. 36. n.º 4 p. 1-10.
- Janbu, N. (1963). *Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests*. European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Vol. 1. p. 19-25.
- Kiessling, F. (2003). *Overhead power lines planning, design, construction*. p. Springer, Berlin.
- Maciejewski, T. (1964). *Cálculo de fundaciones para líneas de Transmisión de energia eléctrica con el método de Sulzberger*. Revista Electrotécnica. p. 59-69.
- Matos Fernandes, M. A. (2011). *Mecânica dos solos introdução à engenharia geotécnica*. p. 726. Feup edições, Porto.
- Montoya, P. J., Meseguer, Á. G., Cabré, F. M. (2000). *Hormigón Armado ajustada al código modelo y al Eurocódigo*. p. 844. Editorial Gustavo Gili, Barcelona.
- Owens, G. W., Knowles, P. R. (1994). *Steel Designers' Manual*. Fire Engineering. Vol. 195. p. 157-166.
- Raposo, N., Topa Gomes, A. M. (2010). *Fundações encastradas no terreno (Blocos de fundação)*. p. FEUP, Porto.
- Robertson, P. K. (1990). *Soil classification*. Canadian Geotechnical Journal. Vol. 27. p. 151-158.
- Robertson, P. K. (2009). *Interpretation of cone penetration tests - unified approach*. Canadian Geotechnical Journal. Vol. 27. p. 1337-1355.
- Robertson, P. K. (2010). *Estimating in-situ state parameter and friction angle in sandy soils from CPT*. p. SCPT, USA.
- SFTLT. (1987). *Symposium on Foundations for Transmission Line Towers proceedings*. p. American Society of Civil Engineers, New York.
- Smith, B. W. (2007). *Communication structures*. p. 338. Thomas Telford, London.
- Støttrup-Andersen, U. (2009). *Masts and towers*. Symposium of the International Association for Shell and Spatial Structures (50th. 2009. Valencia). Evolution and Trends in Design, Analysis and Construction of Shell and Spatial Structures: Proceedings. p. 127-138.
- Subramanian, N., Vasanthi, V. (1990). *Design of tower foundations*. The Indian Concrete Journal. p. 131-141.
- Sulzberger, B. G. (1945). *Les fondations des supports de lignes électriques aériennes et leur calcul*. Association Suisse des Électriciens. Vol. 10. p. 289-307.
- Topa Gomes, A. M. (1998). *Túneis urbanos sujeitos a solicitações não uniformes - O túnel do Largo do Carregal na cidade do Porto*. Dissertação de Mestrado. FEUP, Porto.
- Vargas, M. (1978). *Introdução à mecânica dos solos*. p. 509. McGraw Hill, São Paulo.
- Vesic, A. S. (1961). *Beams on elastic subgrade and the Winkler's hypothesis*. 5th ICSMFE, Paris. Vol. 1.

- Vesic, A. S. (1975). *Bearing capacity of shallow foundations*. Foundation engineering handbook. Vol. 5. n.º 4 p. 121-147.
- Viana da Fonseca, A. J. P. (1996). *Geomecânica dos solos residuais do granito do Porto critérios para dimensionamento de fundações directas*. Dissertação de Doutoramento. FEUP, Porto.
- Viana da Fonseca, A. J. P. (2013). *Metodologias Unificadas de Interpretação dos resultados de Ensaios com CPT, CPTU e SPT - Obtenção de Parâmetros Geotécnicos em projeto assistido por ensaios*. p. FEUP, Porto.
- Viana da Fonseca, A. J. P., Barros, J. (2000). *Notas de aulas da cadeira de Fundações - Fundações por blocos*. p. FEUP, Porto.
- Zignoli, V. (1956). *Costruzioni metalliche*. p. Unione Tipografico-Editrice Torinese, Torino.



## **ANEXO I MEMÓRIA DESCRITIVA E DESENHOS DA TORRE PA21H**

PLANO GERAL DA TORRE PA21H





## PLANO GERAL DA TORRE PA21H



### PYLÔNE DE TÉLÉCOMMUNICATIONS MÉMOIRE DESCRIPTIF EC1 / EC3

Projet N°	PA21H
Edition:	07
Date:	14-11-2013
Pages:	1/7

Objet: Pylône treillis carré – 25m – PA21H

Client:

Technicien responsable, Helder Costa

**DT** DEPARTAMENTO  
TÉCNICO

### ÍNDICE

Pág.

<b>1. OBJECTIF .....</b>	<b>2</b>
<b>2. DONNEES.....</b>	<b>2</b>
2.1. GÉOMÉTRIE.....	2
2.2. DESCRIPTION .....	2
2.3. EQUIPEMENT .....	2
2.3.1. Antennes.....	2
2.3.2. Câbles utilisés.....	2
2.3.3. Crinoline.....	3
<b>3. CRITERES ET MOYENS DE CALCUL.....</b>	<b>3</b>
3.1. ACTIONS.....	3
3.1.1. Actions du vent.....	3
3.1.2. Surcharges.....	4
3.1.3. Action du givre e de la neige.....	4
3.2. CRITÈRES .....	4
3.2.1. Etats Limites Ultimes(E.L.U.) .....	4
3.2.2. Etats Limites de Service (E.L.S.) .....	6
3.2.3. Moyens de Calcul .....	6
3.3. MATERIAUX .....	6
3.3.1. Caractéristiques résistantes.....	7
3.3.2. Méthodes de fabrication .....	7

Ce document est la propriété de Irmãos Silvas, SA.-La reproduction et/ou la transmission à des tiers est interdite sans autorisation écrite.

**MAGANHA S.TIAGO DE BOUGADO 4785 TROFA PORTUGAL TLF.00351-252400520 FAX. 00351-252400521**

[www.metalogalva.pt](http://www.metalogalva.pt) | [metalogalva@metalogalva.pt](mailto:metalogalva@metalogalva.pt)

I:\projeto\2011\POSTES\PA025\YREF\_26m\_s\26m\_s\_Aexp=4m²\_Rug\_IIIa\25m\04\_DOSSIER BRIEUC\TESTE\_PA21H\NOVO\_ESTUDO\MEMCALC\_PA21H\_NORMAS\_FR.doc

IRMÃOS SILVAS, S.A. | Mod. IS005A // DocSGQ | MemóriaCálculo-02 (MEMCALC\_PA21H\_NORMAS\_FR)



**PYLÔNE DE  
TÉLÉCOMMUNICATIONS  
MÉMOIRE DESCRIPTIF  
EC1 / EC3**

Proj. N°	PA21H
Edition:	07
Date:	14-11-2013
Pages:	2/7

Objet: Pylône treillis carré – 25m – PA21H

Client:

Technicien responsable, Helder Costa

**DT DEPARTAMENTO  
TÉCNICO**

## 1. OBJECTIF

L'objectif de ce mémoire descriptif est d'apporter la définition des pylônes treillis référencés PA21H de 25m destinés au support d'antennes de télécommunications.

## 2. DONNEES

### 2.1. GÉOMÉTRIE

Le pylône aura une hauteur nominale de 25m au-dessus du sol ou de la fondation.

Il est constitué par une structure principale de forme prismatique, et plus particulièrement carré avec une largeur théorique maximale entre les entraxes de 1,0m. Les montants sont réalisés en cornières d'acier, aussi bien que les traverses et les diagonales. Les liaisons sont vissées ou par des chapes de liaison vissées.

Le pylône servira d'appui à plateformes et à une échelle d'accès intérieur, tout comme à l'ensemble de l'équipement qui pourra y être installé (antennes, paratonnerre, système d'éclairage nocturne, plateforme extérieure, etc....)

### 2.2. DESCRIPTION

La structure sera réalisée en cornières en acier S275 et S355. Elle sera formée par des montants, diagonales et traverses fixés par des vis et des plaques métalliques. La structure principale est composée de tronçons de 5,0m de hauteur fixés par vissage.

L'échelle intérieure sera équipée d'un système antichute et échelle avec crinoline jusqu'à 20m.

Sur le premier palier, il sera installé un dispositif bloquant l'accès extérieur (piques anti-escalade).

### 2.3. EQUIPEMENT

#### 2.3.1. Antennes

Dans les zones d'exposition maximale, des supports seront fournis. La capacité du pylône est la suivante :

Hauteurs d'installation	Description de l'équipement
25m, 23.5m, 21.5m, 21m, 19.5m, 15m, 10m et 5m	Aire maximale d'exposition: 9.6m <sup>2</sup>

#### 2.3.2. Câbles utilisés

- 6 Câbles 7/8" - Groupé 3 a 3
- 4 Câbles 1/2" - Groupé 2 a 2

Ce document est la propriété de Irmãos Silvas, S.A.-La reproduction et/ou la transmission à des tiers est interdite sans autorisation écrite.

**MAGANHA** | **S.TIAGO DE BOUGADO** | **4785 TROFA** | **PORTUGAL** | **TLF.00351-252400520** | **FAX. 00351-252400521**  
[www.metalogalva.pt](http://www.metalogalva.pt) | [metalogalva@metalogalva.pt](mailto:metalogalva@metalogalva.pt)

I:\projeto\2011\POSTES\PA025\VERF\_26m\_c\26m\_c\_Aesp=4m²\_Rug\_lla\25m\04\_DOSSIER BREVET\TESTE\_PA21H\NOVO\_ESTUDO\MEMCALC\_PA21H\_NORMAS\_FR.doc

IRMÃOS SILVAS, S.A. | Mod. IS005A // DocSQQ | MemóriaCálculo-02 [MEMCALC\_PA21H\_NORMAS\_FR]



**PYLÔNE DE  
TÉLÉCOMMUNICATIONS  
MÉMOIRE DESCRIPTIF  
EC1 / EC3**

Projet N°	PA21H
Edition:	07
Date:	14-11-2013
Pages:	2/7

Objet: Pylône treillis carré – 25m – PA21H

Client:

Technicien responsable: Helder Costa

**DT DEPARTAMENTO  
TÉCNICO**

### 2.3.3. Crinoline

- Largueur d'influence: 0.175m/m

## 3. CRITERES ET MOYENS DE CALCUL

### 3.1. ACTIONS

Les actions qui interagissent sur la structure sont celles définies par l'Eurocode 1 (NF EN 1991-1-1) :

- Les actions permanentes:** poids propre;
- Les actions variables:** actions du vent, des surcharges, du givre et de la neige.

#### 3.1.1. Actions du vent

Pour les états limites ultimes, l'action du vent a été quantifiée en accord avec la définition de l'Eurocode 1 partie 1-4 (NF EN 1991-1-4). La valeur pour la vitesse de référence à 10m est de 26m/s de plus le profil de la vitesse est déterminé en fonction de la rugosité du terrain. En termes topographiques, on suppose que la hauteur du sol entourant le pylône est de 0m. La rugosité est alors de type IIIb en accord avec le tableau 4.1 (NA) de NF EN 1991-1-4:2005.

Les facteurs et les coefficients pour calculer la pression du vent agit sur la structure et l'équipement est calculé selon le EC1 et sont présentés en Annexe A - Tableur.

- Dans les calculs structuraux le pylône a été divisé en sections régulières. Dans chaque section, nous avons adopté la pression constante égale à sa pression moyenne.
- A chaque niveau était considérée la zone exposée au vent de l'équipement discrète.

Selon l'Eurocode 1 (NF EN 1991-1-1), le profil de vitesses/pression du vent est défini comme suit :

$v_b$  ou  $v_{ref}$  - Vitesse du vent à 10m hauteur

$v_m(z)$  - Vitesse moyenne à hauteur  $z$

$v(z)$  - Vitesse de calcul à hauteur  $z$

$q_p(z)$  - Pression dynamique du vent à hauteur  $z$

$\rho$  - Masse volumique de l'air

Valeur recommandée  $\rho = 1,225 \text{ kg/m}^3$

$c_s(z)$  - Coefficient topographique

$c_r(z)$  - Coefficient de rugosité

$c_t(z)$  - Coefficient orographique (on admet  $c_t(z) = 1.0$ )

Catégorie de terrain		$z_0(\text{m})$	$z_{a,0}(\text{m})$	$k_r(\text{m})$
0	Mer ou zone côtière exposée aux vents de mer; lacs et plans d'eau parcourus par le vent sur une distance d'au moins 5 km.	0.005	1	0.16
II	Rose champagne, avec ou non quelques obstacles isolés séparés les uns des autres de plus de 40 fois leur hauteur.	0.05	2	0.19
IIIa	Champagne avec des haies; vignobles; bocage; habitat dispersé.	0.20	5	0.21
IIIb	Zones urbanisées ou industrielles; bocage dense; vergers	0.5	9	0.22
IV	Zones urbaines ou moins 15% de la surface sont recouvertes de bâtiments dont la hauteur moyenne est supérieure à 15m; forêts.	1.0	15	0.23

Ce document est la propriété de Irmãos Silvas, SA.-La reproduction et/ou la transmission à des tiers est interdite sans autorisation écrite.

**MAGANHA S.TIAGO DE BOUGADO 4785 TROFA PORTUGAL TLF.00351-252400520 FAX. 00351-252400521**

[www.metalogalva.pt](http://www.metalogalva.pt) | [metalosilvas@metalogalva.pt](mailto:metalosilvas@metalogalva.pt)

I:\projeto\2011\POSTES\PA025\YREF\_26m\_s\26m\_s\_Aexp=4m\Iug\_IIIa\25m\04\_DOSSIER BRIEUC\TESTE\_PA21H\NOVO\_ESTUDO\MEMCALC\_PA21H\_NORMAS\_FR.doc

IRMÃOS SILVAS, S.A. Mod. IS006A // DocSGQ | MemóriaCálculo-02 [MEMCALC\_PA21H\_NORMAS\_FR]



**PYLÔNE DE  
TÉLÉCOMMUNICATIONS  
MÉMOIRE DESCRIPTIF  
EC1 / EC3**

Proj. N°	PA21H
Edition:	07
Date:	14-11-2013
Page:	2/7

Objet: Pylône treillis carré – 25m – PA21H

Client:

Technicien responsable, Helder Costa

**DT DEPARTAMENTO  
TÉCNICO**

$$q_{ref} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_{ref}^2$$

$$q_b(z) = q_{ref}(z) \cdot c_s(z_s) \cdot c_t$$

$$c_s(z) = c_s(z_s) \cdot c_s(z) \cdot \left[ 1 + \frac{7 \cdot k_T}{c_s(z) \cdot c_s(z_s)} \right]$$

$$c_t(z) = \begin{cases} c_t(z) = k_T \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) & z_{min} \leq z \leq 200m \\ c_t(z) = k_T \cdot \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right) & z < z_{min} \end{cases}$$

$$v_a(z) = c_s(z) \cdot c_t(z) \cdot v_b$$

$$v(z) = c_s(z) \cdot c_t(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b$$

Les vitesses prises en compte au sommet sont les suivantes :

HAUTEUR DU PYLÔNE	VITESSE DU VENT
25m	137 km/h

Pour les états limites d'utilisation, il a été considéré la combinaison caractéristique ELS.

### 3.1.2. Surcharges

Comme surcharge de la plateforme, il a été pris en compte une charge distribuée de façon descendante de 2kN/m<sup>2</sup> sur l'aire de cette dernière. En parallèle, il a également été pris en compte une surcharge au long de l'escalier de 1kN de 3 en 3m, correspondant au poids d'une personne.

### 3.1.3. Action du givre e de la neige

Pour l'état limite ultime, l'action de la neige a été calculée en accord avec l'annexe National Français de l'Eurocode 1 Partie 1-3 - Action de la neige (NF EN 1991-1-3/NA). Considérant que le site se situe à moins de 200m d'altitude et qu'il appartient à la région A1, la charge de la neige prise en compte est de 0.36kN/m<sup>2</sup>.

Selon la norme NF EN 1993-3-1/NA, et prenant en considération que le pylône se situe à moins de 600m d'altitude, il a été considéré une épaisseur de 20mm de gel avec une densité de 600kg/m<sup>3</sup> majorée de 1.2 (h<100m), autour de l'ensemble des éléments structurels.

## 3.2. CRITÈRES

### 3.2.1. Etats Limites Ultimes(E.L.U.)

Il a été considéré l'action du vent le long du pylône et sur les équipements installés. Il a également été considéré la simultanéité de tous les efforts agissant dans la direction la plus défavorable.

La combinaison des actions a été réalisée en accord avec l'expression suivante :

Ce document est la propriété de Irmãos Silvas, SA.-La reproduction et/ou la transmission à des tiers est interdite sans autorisation écrite.

**MAGANHA S.TIAGO DE BOUGADO 4785 TROFA PORTUGAL TLF.00351-252400520 FAX. 00351-252400521**

[www.metalogalva.pt](http://www.metalogalva.pt) | [metalogalva@metalogalva.pt](mailto:metalogalva@metalogalva.pt)

I:\projecto\2011\POSTES\PA025\VERIF\_26m\_x\26m\_x\_Axap=4m\Bug\_lla\25m\04\_DOSSIER BRIEUC\TESTE\_PA21H\NOVO\_ESTUDO\MEMCALC\_PA21H\_NORMAS\_FR.doc

IRMÃOS SILVAS, S.A. | Mod. IS005A / DocBGG | MemóriaCálculo-02 [MEMCALC\_PA21H\_NORMAS\_FR]





**PYLÔNE DE  
TÉLÉCOMMUNICATIONS  
MÉMOIRE DESCRIPTIF  
EC1 / EC3**

Projet N°	PA21H
Edition:	07
Date:	14-11-2013
Pages:	2/7

Objet: Pylône treillis carré – 25m – PA21H

Client:

Technicien responsable, Helder Costa

**DT DEPARTAMENTO  
TÉCNICO**

$$\sum_{i=1}^l (G_i \cdot \gamma_G) + \sum_{j=1}^j (Q_j \cdot \gamma_Q) + \sum_{k=1}^k (W_k \cdot \gamma_W)$$

$\gamma_G$  – Coefficient de majoration des actions permanentes ( $\gamma_G = 1.2$ )

$\gamma_Q$  – Coefficient de majoration des actions variables ( $\gamma_Q = 1.6$ )

$\gamma_W$  – Coefficient de majoration de l'action du vent ( $\gamma_W = 1.6$ )

Le critère de dimensionnement se fait en comparant les tensions installées par les efforts majorés du coefficient de sécurité mentionné ci-dessus, et avec les tensions limites de dimensionnement des matériaux :

$$\frac{N_{sd}}{A} + \frac{M_{sd}}{W_x} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

$\gamma_{M1}$  – Coefficient de sécurité matériel ( $\gamma_{M1} = 1.0$ )

Afin de simplifier la vérification de chaque élément dans la feuille de calcul (colonne "contrainte normale"), les résultats sont présentés comme suit:

$$\sigma_{Normal} = \left( \frac{N_{sd}}{A} + \frac{M_{sd}}{W_x} \right) \times \gamma_{M1}$$

L'expression de calcul de vérification:

$$\left( \frac{N_{sd}}{A} + \frac{M_{sd}}{W_x} \right) \times \gamma_{M1} \leq f_y \Leftrightarrow \begin{cases} \sigma_{Normal} \leq f_y \\ \sigma_{Normal} = \left( \frac{N_{sd}}{A} + \frac{M_{sd}}{W_x} \right) \times \gamma_{M1} \end{cases}$$

En plus des combinaisons pour l'état limite ultime, il a également été pris en compte les combinaisons qui sont liées à la charge du vent et de la neige, en accord avec la NF EN 1993-3-1/NA.

Givre dominant accompagné de vent :

$$G_i \cdot \gamma_G + Q_{j,ICE} \cdot \gamma_{ICE} + \gamma_W \cdot K \cdot \psi_W \cdot Q_{j,W}$$

Vent dominant accompagné de givre :

$$G_i \cdot \gamma_G + \gamma_W \cdot K \cdot Q_{i,W} + Q_{j,ICE} \cdot \psi_{ICE} \cdot \gamma_{ICE}$$

Ce document est la propriété de Irmãos Silvas, SA.-La reproduction et/ou la transmission à des tiers est interdite sans autorisation écrite.

**MAGANHA S.TIAGO DE BOUGADO 4785 TROFA PORTUGAL TLF.00351-252400520 FAX. 00351-252400521**

[www.metalgalva.pt](http://www.metalgalva.pt) | [metalgalva@metalgalva.pt](mailto:metalgalva@metalgalva.pt)

I:\projeto\2011\POSTES\PA025\VRFF\_26m\_s\26m\_s\_Aesp=4m²\_Rug\_lla\25m\04\_DOSSIER BRIEUC\TESTE\_PA21H\NOVO\_ESTUDO\MEMCALC\_PA21H\_NORMAS\_FR.doc

IRMÃOS SILVAS, S.A. | Mod. IS006A // DocSGQ | MemóriaCálculo-02 [MEMCALC\_PA21H\_NORMAS\_FR]



**PYLÔNE DE  
TÉLÉCOMMUNICATIONS  
MÉMOIRE DESCRIPTIF  
EC1 / EC3**

Projet N°	PA21H
Edition:	07
Date:	14-11-2013
Pages:	2/7

Objet: Pylône treillis carré – 25m – PA21H

Client:

Technicien responsable, Helder Costa

**DT DEPARTAMENTO  
TÉCNICO**

Tel que :

- $\gamma_G$  – Coefficient de majoration des actions permanentes ( $\gamma_G = 1.20$ )
- $\gamma_{ICE}$  – Coefficient de majoration des actions variables ( $\gamma_{ICE} = 1.6$ )
- $\gamma_W$  – Coefficient de majoration de l'action du vent ( $\gamma_W = 1.6$ )
- $k$  – Facteur k de la norme ISO12494 avec la catégorie de givre ( $k = 0.64$ )
- $\psi_{ICE}$  – Coefficient de combinaison de l'action du givre ( $\psi_{ICE} = 0.6$ )
- $\psi_W$  – Coefficient de combinaison de l'action du vent ( $\psi_W = 0.6$ )

### 3.2.2. Etats Limites de Service (E.L.S.)

Pour les états limites de service, il a été pris en considération pour l'action du vent la combinaison caractéristique ELS et ayant une dépointage de :

ÉTATS LIMITES DE SERVICE	
HAUTEUR	DÉPOINTAGE
TOP	0.61°

Combinaison Caractéristique (ELS) selon NF EN1990 :

$$\sum_{j=1} G_{i,j} + Q_{k,1}$$

### 3.2.3. Moyens de Calcul

La vérification de la stabilité, la détermination des efforts et des déplacements a été réalisée à l'aide d'un programme de calcul de structures, tant en terme d'états limites ultimes de résistance qu'en terme d'états limites de service.

## 3.3. MATERIAUX

Les matériaux prévus pour l'exécution du pylône sont :

ELEMENT	MATERIEL	NORME
Pylône	S275 et S355	EN 10 025
Accessoires	S235	EN 10 025
Boulons	8.8	ISO 4014 ou ISO 4017
Écrous	8.8	ISO 4014 ou ISO 4017

Tous ces matériaux sont galvanisés par immersion à chaud. De plus, le pylône peut être peint en vue de la protéger ou de la signaler.

Ce document est la propriété de Irmãos Silvas, S.A.-La reproduction et/ou la transmission à des tiers est interdite sans autorisation écrite.

**MAGANHA** | **S.TIAGO DE BOUGADO** | **4785 TROFA** | **PORTUGAL** | **TLF.00351-252400520** | **FAX. 00351-252400521**

[www.metalogalva.pt](mailto:www.metalogalva.pt) | [metalogalva@metalogalva.pt](mailto:metalogalva@metalogalva.pt)

I:\projeto\2011\POSTES\PA025\VERIF\_26m\_s\26m\_s\_Aesp=4m\Rug\_Ilo\25m\04\_DOSSIER BRIEUC\TESTE\_PA21H\NOVO\_ESTUDO\MEMCALC\_PA21H\_NORMAS\_FR.doc

IRMÃOS SILVAS, S.A. | Mod. IS005A // DocSGQ | MemóriaCálculo-02 [MEMCALC\_PA21H\_NORMAS\_FR]



**PYLÔNE DE  
TÉLÉCOMMUNICATIONS  
MÉMOIRE DESCRIPTIF  
EC1 / EC3**

Projet N°	PA21H
Edition:	07
Date:	14-11-2013
Pages:	2/7

Objet: Pylône treillis carré – 25m – PA21H

Client:

Technicien responsable, Helder Costa



### 3.3.1. Caractéristiques résistantes

Les valeurs caractéristiques de tension de le rendement et de tension de rupture à la traction de ces matériaux sont :

MATERIAL	F <sub>yk</sub>	F <sub>uk</sub>
S235	235 MPa	360 MPa
S275	275 MPa	430 MPa
S355	355MPa	510 MPa
5.6	300 MPa	500 MPa
8.8	640 MPa	800 MPa

### 3.3.2. Méthodes de fabrication

- La structure principale sera réalisée en tronçons maximales de 5.0m, assemblés par vissage sur le lieu de levage.
- Les profils et chapes subiront des opérations de découpe par des moyens mécaniques et ou thermiques, perçage par foret et / ou ponson, la forme sera créée par pliage ou calandrage et seront unis par vissage formant ainsi des sous-ensembles. Ces derniers seront également assemblés par vissage ou emboîtement à la structure.
- Les liaisons vissées seront réalisées avec des vis de la classe 8.8 galvanisées.

Ce document est la propriété de Irmãos Silvas, SA.-La reproduction et/ou la transmission à des tiers est interdite sans autorisation écrite.

MAGANHA S.TIAGO DE BOUGADO 4785 TROFA PORTUGAL TLF.00351-252400520 FAX. 00351-252400521  
www.metalogalva.pt metalogalva@metalogalva.pt

I:\projeto\2011\POSTES\PA025\YREF\_26m\_1\26m\_1\_Aexp=4m\Fig\_11a\25m\04\_DOSSIER BRIEUC\TESTE\_PA21H\NOVO\_ESTUDO\MEMCALC\_PA21H\_NORMAS\_FR.doc

IRMÃOS SILVAS, S.A. Mod. IS005A // DocSGQ | MemóriaCálculo-02 (MEMCALC\_PA21H\_NORMAS\_FR)



**Pylône de  
Télécommunication  
Mémoire Descriptive  
EC1 / EC3**

Projet N°	PA21H
Edition	07
Date	14/11/2013
Feuilles:	1/1

Sujet: Vérification de la capacité résistante des pylônes réticulés 25m – PA21H  
Client:  
Technicien responsable, Helder Costa



**ANNEXE**

## 1. OBJECTIF

Ce document a comme objectif la description de la capacité disponible pour antennes du pylône PA21H à installer en **ST\_BRIEUC** (zone de vent 3, rugosité IIIb). Ci-dessous se trouve l'analyse de l'aire total pour laquelle le pylône a été vérifiée, en détaillant l'aire utile disponible pour l'installation d'antennes et de plateformes.

### 1.1. ANALYSE DE L'UTILISATION DE L'AIRE UTILE

Selon décrit dans le point 2.3.2 de la mémoire de calcul du pylône **PA21H** de **25m**, ainsi que l'équipement décrit (**6 câbles de 7/8" groupés 3 à 3 et 4 câbles de 1/2" groupés 2 à 2**), au cas où les pylônes soient localisés dans la zone de vent 3 e rugosité IIIb, une aire utile disponible a été définie pour les divers équipements de **9.6m²**. Ainsi, la capacité résistante du pylône n'a pas été dépasser pour les suivantes aires des équipements :

Hauteur de l'installation	Description de l'équipement	Aire d'exposition au vent (incluant cf)
25.0m	Antennes à installer	2.2m²
23.5m	Plateforme de travail	0.6m²
21.5m	Plateforme de travail	0.6m²
21m	6 Spot lights (0.430x0.544m²)	3.4m²
19.5m	Plateforme extérieur	1m²
15m	Plateforme de travail	0.6m²
10m	Plateforme de travail	0.6m²
5m	Plateforme de travail	0.6m²

## 2. CONCLUSION

Une fois que le site, dénommé **ST\_BRIEUC**, se trouve dans la zone de vent 3, avec une rugosité IIIb, et tenant en compte que cinq plateformes de travail et une plateforme extérieur seront installés sur le pylône, bien aussi 4 spot lights, l'aire utile disponible pour l'installation d'antennes de façon à vérifier la stabilité du pylône est de 2.2m².

Este documento é propriedade de Irmãos Silvas, SA.-reprodução e/ou transmissão a terceiros proibida sem autorização escrita.

MAGANHA S.TIAGO DE BOUGADO 4785 TROFA PORTUGAL TLF.00351-252400520 FAX. 00351-252400521

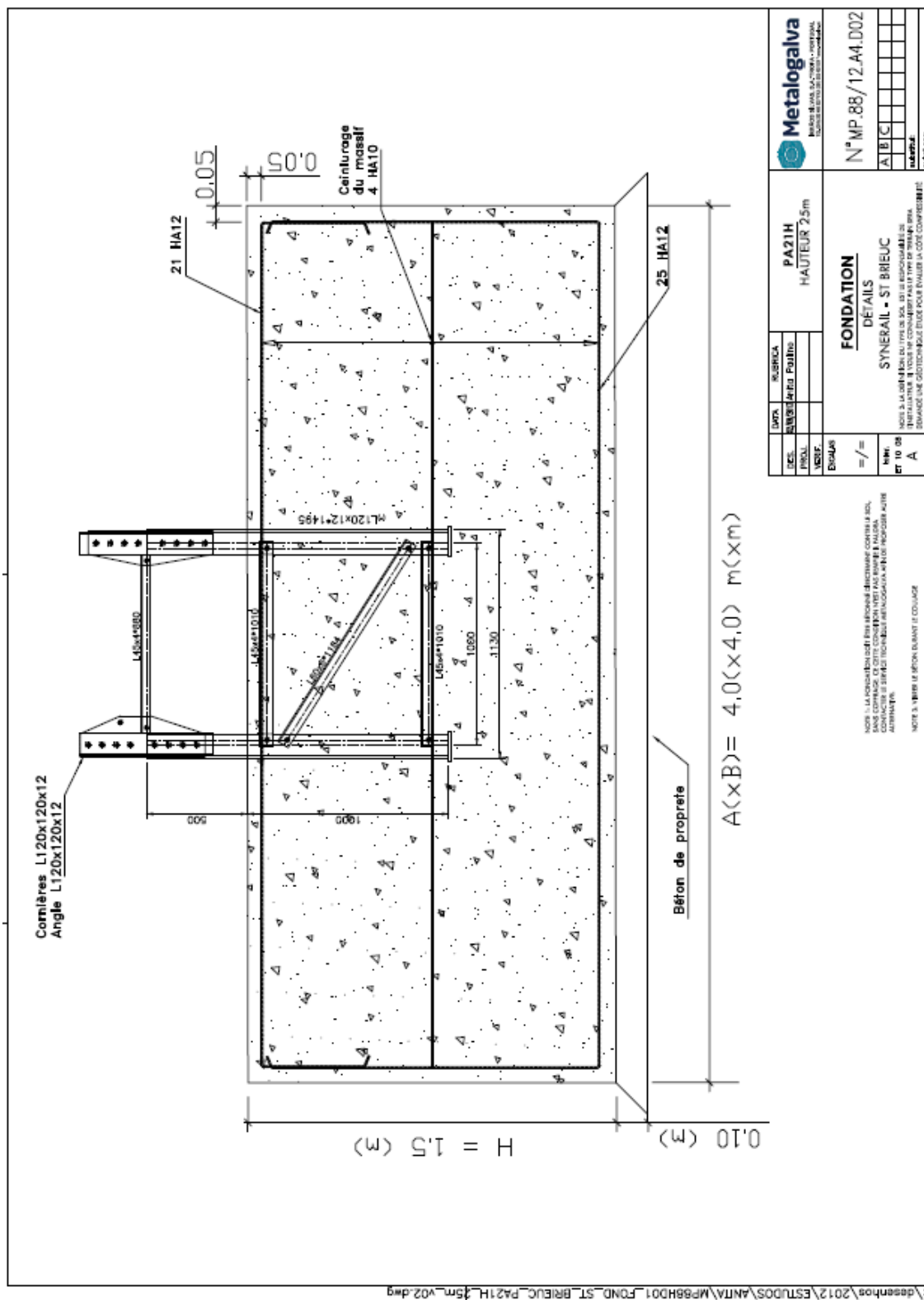
[www.metalogalva.pt](http://www.metalogalva.pt) | [metalogalva@metalogalva.pt](mailto:metalogalva@metalogalva.pt)

I:\projeto\2011\POSTES\PA025\VERIF\_26m\_s\26m\_s\_Aesp=4m²\_Rug\_IIIa\25m\04\_DOSSIER BRIEUC\TESTE\_PA21H\NOVO\_ESTUDO\MEMCALC\_PA21H\_VERIF\_ANEXOS\_FR.doc

IRMÃOS SILVAS, S.A. | Mod. IS005A | DocSGQ | MemóriaCálculo-02 [MEMCALC\_PA21H\_VERIF\_ANEXOS\_FR]







5m-v02-dwg

Longueur totale (m)	72.0	530.2		$\Sigma=611.2m$
Poids totale (Kg)	44.4	478.7		$\Sigma=523.1Kg$

159



## **ANEXO II ESTUDO GEOTÉCNICO EM RENNES**

# SOMMAIRE

<b>1. Présentation .....</b>	<b>3</b>
1.1 Caractéristiques du projet .....	3
1.2 Caractéristiques du site .....	3
1.3 Eléments de l'étude .....	3
<b>2. Mission et programme de reconnaissance .....</b>	<b>4</b>
2.1 Mission .....	4
2.2 Programme .....	4
<b>3. Résultats des investigations .....</b>	<b>5</b>
3.1 Contexte géologique général .....	5
3.2 Nivellement .....	5
3.3 Nature et caractéristiques mécaniques des sols .....	6
3.4 Hydrogéologie .....	6
3.5 Zonage sismique .....	6
<b>4. Application au projet .....</b>	<b>7</b>
4.1 Principe de fondation de l'ouvrage .....	7
4.1.1 Profondeurs d'assise .....	7
4.1.2 Contraintes de calcul .....	7
4.1.3 Evaluation des tassements .....	7
<b>5. Précautions particulières .....</b>	<b>8</b>
5.1 Fondations .....	8
5.2 Terrassements .....	8
<b>CONDITIONS PARTICULIÈRES .....</b>	<b>10</b>
<b>Annexes</b>	
Plan d'implantation du sondage	
Coupe de sondage et résultats des essais pressiométriques	
Extrait de la norme NF P 94-500	

### **1.1 Caractéristiques du projet**

Le projet prévoit l'implantation d'un pylône GSM-R sur la ligne Rennes - Brest, d'une hauteur d'environ 25 mètres, associé à une zone technique.

### **1.2 Caractéristiques du site**

Le site objet de l'étude se trouve à proximité du Grand Champeaux, à Rennes (35). L'étude se situe au niveau du PK 377.126, coté voie 2.

Actuellement, il s'agit d'un accotement enherbé d'un chemin.

Topographiquement, la parcelle était subhorizontale.



*Photographie de la zone d'implantation du pylône*

### **1.3 Eléments de l'étude**

La présente étude a été réalisée à partir des documents techniques suivants :

- Plans IGN ;
- Plan d'ensemble projeté, échelle 1/500 ;
- Plan de masse projeté, échelle 1/100 ;
- Plan en élévation projeté, échelle 1/100.

## 2. Mission et programme de reconnaissance

### 2.1 Mission

Cette étude correspond à une mission de type G12, suivant la Classification des missions d'ingénierie géotechnique établie en décembre 2006 (extrait de la norme NFP 94-500 présentée en annexes).

Elle a pour objectifs :

- de préciser le contexte géologique et hydrogéologique,
- d'évaluer les caractéristiques mécaniques des sols (résistance, portance et déformabilité),
- de préciser les types de fondations envisageables,
- d'énoncer les recommandations vis-à-vis des terrassements.

### 2.2 Programme

Dans le cadre de notre mission, nous avons réalisé les investigations suivantes :

- **1 sondage (nommé 350324)** réalisé en tarière mécanique diamètre 63 mm. Il a été descendu à 6.00 m/TN. Ce sondage a permis de connaître la nature lithologique des terrains.
- **4 essais pressiométriques** répartis dans le sondage précédent et effectués à l'aide d'un CPV relié à une sonde pressiométrique Ø 60 mm. Ils ont permis de déterminer les caractéristiques mécaniques des sols (module pressiométrique et pression limite).

Le sondage a été réalisé le 15 mai 2012 à l'aide d'une sondeuse de marque SOCOMAFOR de type 35.

Les documents suivants sont présentés en annexes :

- Plan d'implantation du sondage
- Coupe du sondage et résultats des essais pressiométriques





<b>Sondage</b>	<b>350324</b>
Cote (m)	99.11

### **3.3 Nature et caractéristiques mécaniques des sols**

La coupe du sondage est jointe en annexes. Les profondeurs citées dans le présent rapport ont été mesurées par rapport au terrain naturel tel qu'il était lors de l'intervention (le 15 mai 2012).

Dans le sondage, nous avons mis en évidence la succession lithologique suivante :

- **des remblais**, graveleux, à blocs, sur 0.30 m d'épaisseur.
- **des limons**, bruns foncés, sur 0.20 m d'épaisseur.
- **des altérites schisteuses tendres**, de teinte marron, jaune, sur 1.90 m d'épaisseur. Leurs caractéristiques mécaniques sont moyennes :

$$\begin{array}{ll} 0.62 < PI < 0.71 & \text{MPa} \\ 4.0 < Em < 6.7 & \text{MPa} \end{array}$$

- **des altérites schisteuses moyennement compactes**, de teinte jaune, beige, reconnues jusqu'en fin de sondage (profondeur maximale atteinte 6.00 m/TN). Leurs caractéristiques mécaniques sont bonnes :

$$\begin{array}{ll} 1.20 < PI < 1.63 & \text{MPa} \\ 11.0 < Em < 12.4 & \text{MPa} \end{array}$$

### **3.4 Hydrogéologie**

Lors de notre intervention (le 15 mai 2012), nous n'avons observé aucune venue d'eau dans le sondage arrêté à 6.00 m de profondeur/TN.

Cependant des circulations superficielles ne sont pas exclues en périodes défavorables.

### **3.5 Zonage sismique**

D'après le site internet prim.net, le projet se situe en zone 2. L'accélération  $a_{gr}$  à prendre en compte pour cette zone est de  $0.7 \text{ m/s}^2$ .

A titre indicatif, la classe de sol serait :

Classes de sol	Description	S (zone 2)
B	Dépôts raides de sables, de graviers ou d'argiles surconsolidées (épaisseur > 10 m)	1.35

## 4. Application au projet

Les investigations réalisées ont mis en évidence les éléments suivants :

- des remblais et limons sur 0.50 m d'épaisseur,
- des altérites tendres aux caractéristiques mécaniques moyennes, de 0.50 à 2.40 m/TN,
- des altérites schisteuses moyennement compactes aux caractéristiques mécaniques bonnes, à partir de 2.40 m/TN,
- l'absence d'eau au droit de nos sondages, le jour de l'intervention.

### 4.1 Principe de fondation de l'ouvrage

Le mode de fondations de l'ouvrage devra tenir compte de l'importance et de la géométrie des charges apportées et de la nécessité de mobiliser un horizon portant, homogène et de compacité correcte.

Au vu des résultats, nous préconisons des **fondations superficielles de type massif isolé**.

Ces fondations seront ancrées dans les altérites schisteuses, sous les limons.

#### 4.1.1 Profondeurs d'assise

Pour un ancrage des fondations au sein des altérites schisteuses, les profondeurs d'assise des fondations au droit du sondage seront les suivantes :

Sondage	350324
Cote (m)	99.11
Profondeur minimum d'encastrement (m/TN)	> 1.00
Cote minimum d'encastrement (m)	< 98.11

#### 4.1.2 Contraintes de calcul

Les contraintes limites de calculs à prendre en compte pour les justifications vis-à-vis des Etats Limites Ultimes et de Services seront limitées à :

$$\begin{aligned}q_{ELU} &\leq 0.22 \text{ MPa} \\q_{ELS} &\leq 0.15 \text{ MPa}\end{aligned}$$

#### 4.1.3 Evaluation des tassements

Dans le cas du respect des préconisations décrites ci-avant, et la réalisation des ouvrages dans les règles de l'art, les tassements théoriques seront inférieurs au centimètre.

## 5. Précautions particulières

### 5.1 Fondations

Lors de la mise en œuvre du fond de fouille, toutes poches ou lentilles plus compressibles que le terrain environnant, ainsi que tous points durs pouvant provoquer des désordres sur les fondations devront être purgés ou traités afin d'obtenir un sol d'assise d'homogénéité satisfaisante.

Le bétonnage devra se faire aussitôt après les terrassements afin d'éviter toute altération et décomposition du sol d'assise.

Il faudra s'assurer de l'absence de remblais et de limons ou de sol décomprimé au niveau des fondations.

En cas d'intempéries ou de venues d'eau, une évacuation de ces eaux devra se faire aussitôt par pompage.

### 5.2 Terrassements

Les terrassements dans les remblais, les limons et altérites schisteuses, pourront être exécutés par des engins classiques de chantier (pelle hydraulique).

Les talus en phase provisoire pourront être réglés à 3/2 (H/V) au sein des terrains de recouvrement, des remblais, des limons et des altérites schisteuses, sous réserve d'une protection contre l'érosion par ruissellement.

Si les contraintes d'emprise ne le permettent pas, les travaux seront conduits à l'abri de soutènements provisoires ou définitifs.

Le tableau suivant synthétise les paramètres probables des sols par couche au niveau du site.

Nature	Epaisseur (m)	PI (Mpa)	$\varphi'$ (°)	C' (kPa)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )
Remblais	0.30	-	15/20	0	1.7
Limon	0.20	-	15	10	1.7
Altérite	> 5.50	0.62 à 1.63	20	15	1.8

Les données intrinsèques (cohésion et angle de frottement à long terme, densité) ne sont données qu'à titre indicatif et pourront être vérifiées par des analyses en laboratoire.

Afin de minimiser les aléas liés à l'eau, il serait souhaitable de réaliser les travaux de terrassement et d'infrastructure en période favorable (période sèche).

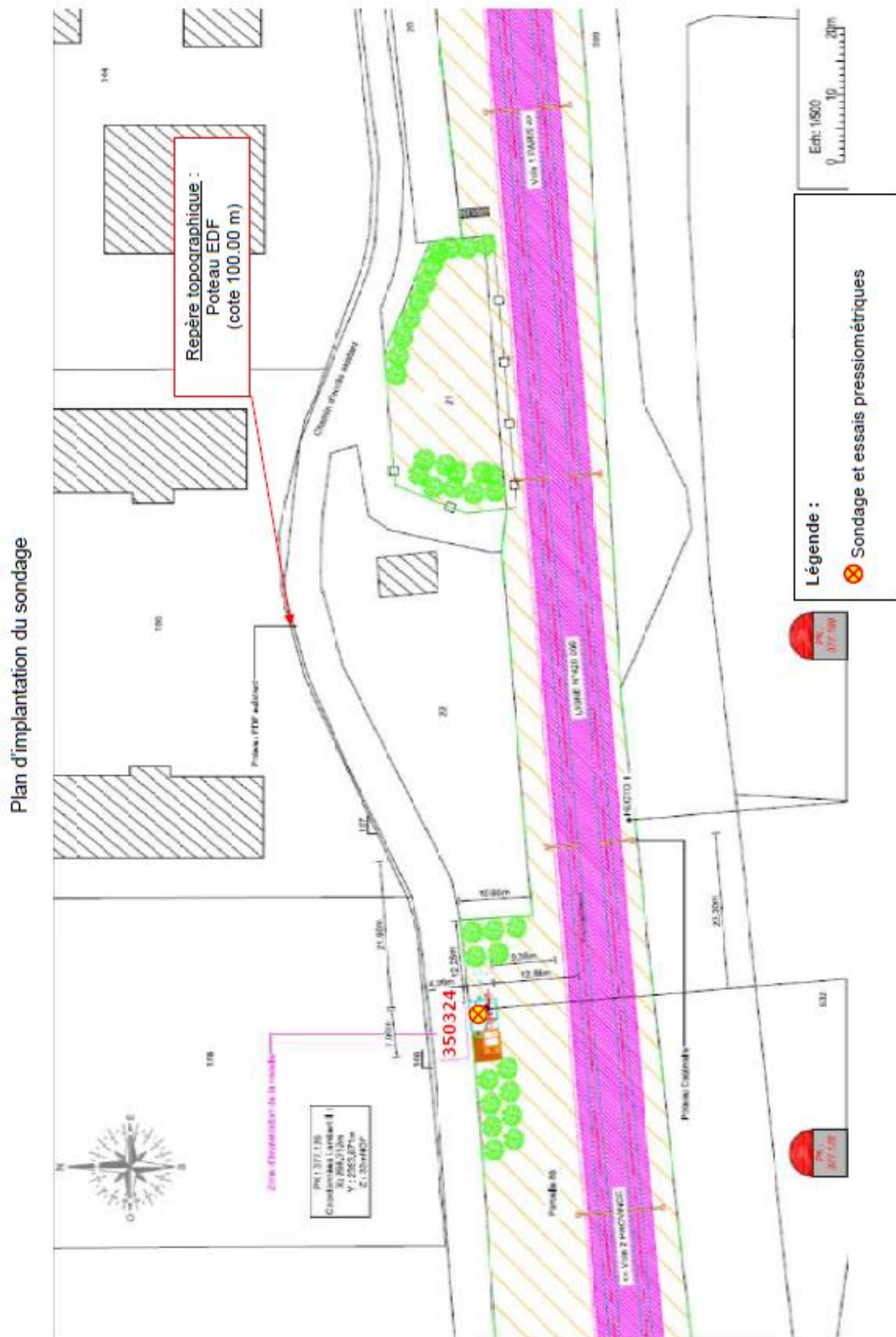


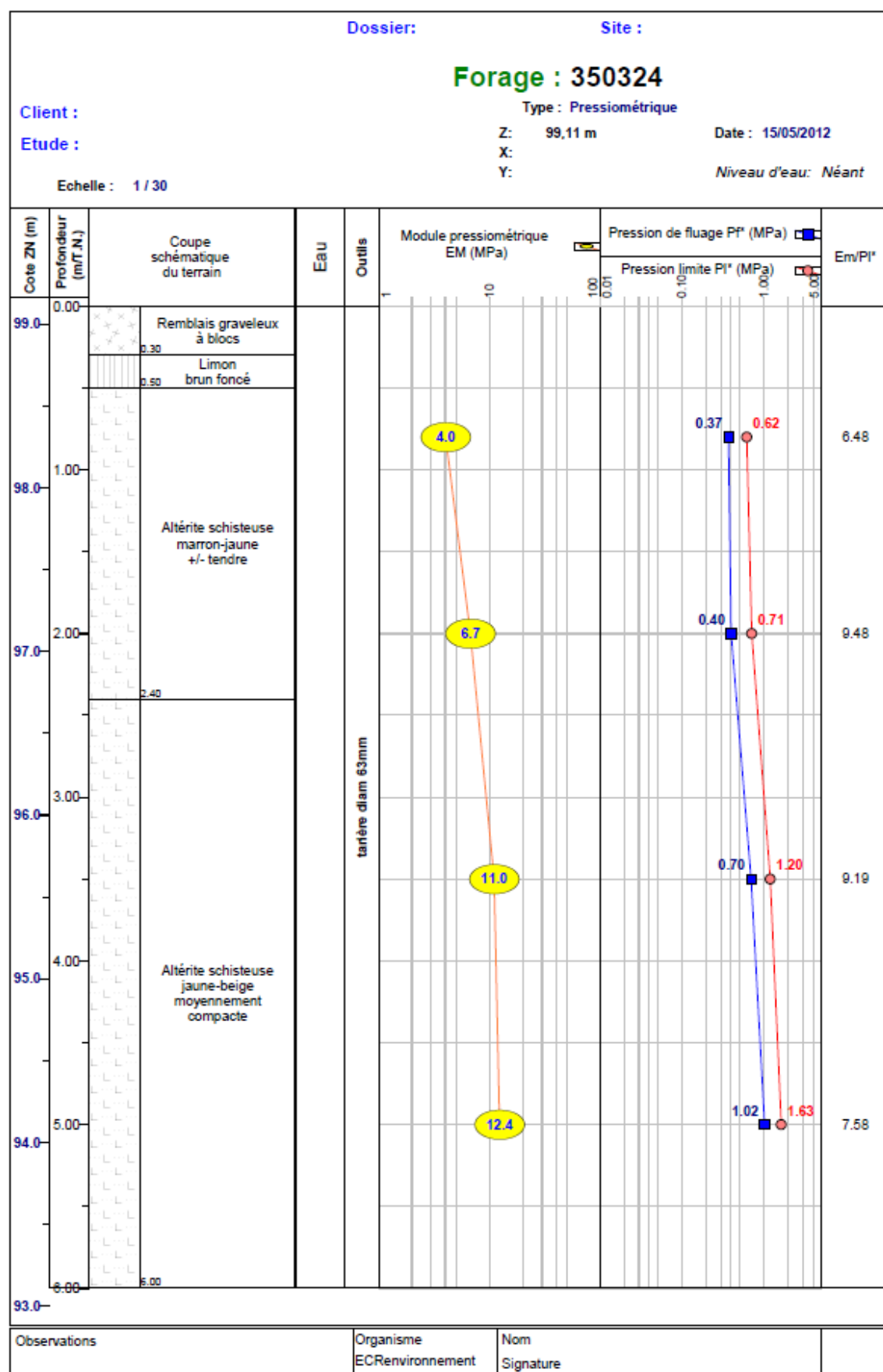
# Annexes

Plan d'implantation du sondage (1 page)

Coupe du sondage et résultats des essais pressiométriques (1 page)

Extrait de la norme NF P 94-500 (1 page)





<p align="center"><b>Extrait de la Norme NF P 94-500 – Décembre 2006</b></p>
<p>L'enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique doit suivre les étapes d'élaboration et de réalisation de tout projet pour contribuer à la maîtrise des risques géologiques. Chaque mission s'appuie sur des investigations géotechniques spécifiques. Il appartient au maître d'ouvrage ou à son mandataire de veiller à la réalisation successive de toutes ces missions par une ingénierie géotechnique.</p>
<p><b>ÉTAPE 1 : ÉTUDES GÉOTECHNIQUES PREALABLES (G1)</b> Ces missions excluent toute approche des quantités, délais et coûts d'exécution des ouvrages géotechniques qui entre dans le cadre d'une mission d'étude géotechnique de projet (étape 2). Elles sont normalement à la charge du maître d'ouvrage.</p> <p><b>ÉTUDE GÉOTECHNIQUE PRÉLIMINAIRE DE SITE (G11)</b> Elle est réalisée au stade d'une étude préliminaire ou d'esquisse et permet une première identification des risques géologiques d'un site : — Faire une enquête documentaire sur le cadre géotechnique du site et l'existence d'avoisinants avec visite du site et des alentours. — Définir un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats. — Fournir un rapport avec un modèle géologique préliminaire, certains principes généraux d'adaptation du projet au site et une première identification des risques.</p> <p><b>ÉTUDE GÉOTECHNIQUE D'AVANT PROJET (G12)</b> Elle est réalisée au stade de l'avant projet et permet de réduire les conséquences des risques géologiques majeurs identifiés : — Définir un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats. — Fournir un rapport donnant les hypothèses géotechniques à prendre en compte au stade de l'avant-projet, certains principes généraux de construction (notamment terrassements, soutènements, fondations, risques de déformation des terrains, dispositions générales vis-à-vis des nappes et avoisinants). Cette étude sera obligatoirement complétée lors de l'étude géotechnique de projet (étape 2).</p>
<p><b>ÉTAPE 2 : ÉTUDE GÉOTECHNIQUE DE PROJET (G2)</b></p> <p>Elle est réalisée pour définir le projet des ouvrages géotechniques et permet de réduire les conséquences des risques géologiques importants identifiés. Elle est normalement à la charge du maître d'ouvrage et peut être intégrée à la mission de maîtrise d'œuvre générale.</p> <p><b>Phase Projet</b> — Définir un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats. — Fournir une synthèse actualisée du site et les notes techniques donnant les méthodes d'exécution proposées pour les ouvrages géotechniques (notamment terrassements, soutènements, fondations, dispositions vis-à-vis des nappes et avoisinants) et les valeurs seuils associées, certaines notes de calcul de dimensionnement niveau projet. — Fournir une approche des quantités/délais/coûts d'exécution de ces ouvrages géotechniques et une identification des conséquences des risques géologiques résiduels.</p> <p><b>Phase Assistance aux Contrats de Travaux</b> — Établir les documents nécessaires à la consultation des entreprises pour l'exécution des ouvrages géotechniques (plans, notices techniques, cadre de bordereau des prix et d'estimatif, planning prévisionnel). — Assister le client pour la sélection des entreprises et l'analyse technique des offres.</p>
<p><b>ÉTAPE 3 : EXÉCUTION DES OUVRAGES GÉOTECHNIQUES (G3 et G 4, distinctes et simultanées)</b></p> <p><b>ÉTUDE ET SUIVI GÉOTECHNIQUES D'EXÉCUTION (G3)</b> Se déroulant en 2 phases interactives et indissociables, elle permet de réduire les risques résiduels par la mise en œuvre à temps de mesures d'adaptation ou d'optimisation. Elle est normalement confiée à l'entrepreneur.</p> <p><b>Phase Étude</b> — Définir un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats. — Étudier dans le détail les ouvrages géotechniques : notamment validation des hypothèses géotechniques, définition et dimensionnement (calculs justificatifs), méthodes et conditions d'exécution (phasages, suivis, contrôles, auscultations en fonction des valeurs seuils associées, dispositions constructives complémentaires éventuelles), élaborer le dossier géotechnique d'exécution.</p> <p><b>Phase Suivi</b> — Suivre le programme d'auscultation et l'exécution des ouvrages géotechniques, déclencher si nécessaire les dispositions constructives prédéfinies en phase Étude. — Vérifier les données géotechniques par relevés lors des excavations et par un programme d'investigations géotechniques complémentaire si nécessaire (le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats). — Participer à l'établissement du dossier de fin de travaux et des recommandations de maintenance des ouvrages géotechniques.</p> <p><b>SUPERVISION GÉOTECHNIQUE D'EXÉCUTION (G4)</b> Elle permet de vérifier la conformité aux objectifs du projet, de l'étude et du suivi géotechniques d'exécution. Elle est normalement à la charge du maître d'ouvrage.</p> <p><b>Phase Supervision de l'étude d'exécution</b> — Avis sur l'étude géotechnique d'exécution, sur les adaptations ou optimisations potentielles des ouvrages géotechniques proposées par l'entrepreneur, sur le programme d'auscultation et les valeurs seuils associées.</p> <p><b>Phase Supervision du suivi d'exécution</b> — Avis, par interventions ponctuelles sur le chantier, sur le contexte géotechnique tel qu'observé par l'entrepreneur, sur le comportement observé de l'ouvrage et des avoisinants concernés et sur l'adaptation ou l'optimisation de l'ouvrage géotechnique proposée par l'entrepreneur.</p>
<p><b>DIAGNOSTIC GÉOTECHNIQUE (G5)</b></p> <p>Pendant le déroulement d'un projet ou au cours de la vie d'un ouvrage, il peut être nécessaire de procéder, de façon strictement limitative, à l'étude d'un ou plusieurs éléments géotechniques spécifiques, dans le cadre d'une mission ponctuelle. — Définir, après enquête documentaire, un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats. — Étudier un ou plusieurs éléments géotechniques spécifiques (par exemple soutènement, rabattement, causes géotechniques d'un désordre) dans le cadre de ce diagnostic, mais sans aucune implication dans d'autres éléments géotechniques. Des études géotechniques de projet et/ou d'exécution, de suivi et supervision, doivent être réalisées ultérieurement, conformément à l'enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique, si ce diagnostic conduit à modifier ou réaliser des travaux.</p>



## **ANEXO III**

### **SEPARADORES DE *OUTPUT* DA FERRAMENTA DE CÁLCULO**



## Dimensionamento de Sapatas / Footing Design

<b>Torre / Tower:</b>	TQC
<b>Altura / Height:</b>	40m
<b>Distância entre pernas / Leg length:</b>	4,50m
<b>Cliente / Client:</b>	S/ C.
<b>Local / Local:</b>	Indefinido
<b>Obra / Work:</b>	Indefinido

### Geometria / Geometry

#### Geometria da Sapata / Footing Geometry

Dimensões / Dimensions			
B	7,10	[m]	Largura da Sapata / Footing width
L	7,10	[m]	Largura da Sapata / Footing width
H	1,20	[m]	Altura da Sapata / Footing height
Material / Material			
Betão / Concrete	C12/16		
Aço / Steel	A 500		
f <sub>ck</sub>	12,0	[MPa]	Tensão de cedência do betão (característica) / Yield strength of concrete (characteristic)
f <sub>cd</sub>	8,0	[MPa]	Tensão de cedência do betão (cálculo) / Yield strength of concrete (calculus)
f <sub>yk</sub>	500,0	[MPa]	Tensão de cedência do aço (característica) / Yield strength of steel (characteristic)
f <sub>yd</sub>	434,8	[MPa]	Tensão de cedência do aço (cálculo) / Yield strength of steel (calculus)
f <sub>cm</sub>	1,6	[MPa]	Tensão de cedência do betão (média) / Yield strength of concrete (average)

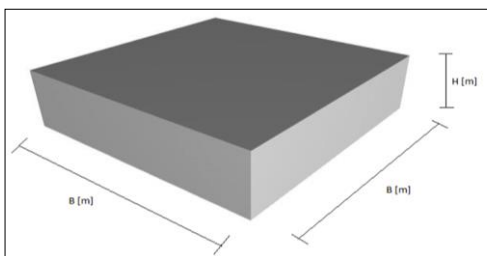


Figura 1 - Geometria da Sapata / Figure 1 - Sapata Geometry

### Solo / Soil

Tipo de solo / Soil type:	Areia solta			
<b>EC7 - Abordagem 1</b>	Combinação 1	Combinação 2		
γ <sub>soil</sub>	17,0	17,0	[kN.m <sup>3</sup> ]	Densidade do solo / Soil density
φ	30,0	24,8	[Degree]	Ângulo de atrito do solo / Soil friction angle
c'	0,0	0,0	[kPa]	Coesão do solo / Soil cohesion
E	15000	15000	[kPa]	Módulo de Elasticidade do solo / Soil Elastic modulus
ν	0,3	0,3		Coefficiente de Poisson / Poisson's coefficient
	Combinação 1	Combinação 2		
N <sub>c</sub>	30,14	20,42		
N <sub>q</sub>	18,40	10,43		
N <sub>γ</sub>	14,62	6,25		
s <sub>c</sub>	1,53	1,46		
s <sub>q</sub>	1,50	1,42		
s <sub>γ</sub>	0,70	0,70		
k <sub>p</sub>	3,00	2,44		
k <sub>q</sub>	1,50	1,42		

### Carregamento / Load

#### Ações aplicadas na Sapata / Loads on Footing

<b>EC7 - Abordagem 1</b>	Combinação 1	Combinação 2		
N <sub>sd, c</sub>	108,9	83,8	[kN]	Força de compressão na sapata / Compression action on footing
H <sub>sd</sub>	198,5	152,7	[kN]	Força transversal / Horizontal action on footing
M <sub>basal</sub>	5199,9	3999,9	[kN]	Momento basal / Moment action on footing

### Verificações de dimensionamento / Design verifications

#### Verificação ao afundamento e ao deslizamento / Design verification for "sinking" (compression) and sliding

##### Verificação do Afundamento / Design verification for "sinking" (compression)

<b>EC7 - Abordagem 1</b>	Combinação 1	Combinação 2		
V <sub>betão</sub>	0,35	0,00	[m <sup>3</sup> ]	Volume de Betão / Concrete Volume
PP	0,80	0,00	[kN]	Peso do Betão / Concrete Weight
B' = B - (M <sub>basal</sub> / (PP + N <sub>sd, c</sub> ))	1,20	0,00	[m]	Largura efetiva / Effective width
q' = H x γ <sub>soil</sub>	17,21	0,00	[kPa]	Peso das terras acima do base fundação / Soil weight above the base of the footing
N <sub>sd, c</sub> + PP	2068,84	1535,61	[kN]	Esforço de compressão / Compression action
A' = B x B'	8,52	0	[m <sup>2</sup> ]	Área efetiva / Effective area
<b>EC7 - Abordagem 1</b>	Combinação 1	Combinação 2		
σ <sub>permissible</sub>	[kN]	2514,60	4996,95	Verifica / Verified

$$\sigma_{\text{permissible}} = (c' N_c b_c s_c i_c + q' N_q b_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma) \times A'$$

**Verificação ao Deslizamento / Design verification for sliding (compression)**

<b>EC7 - Abordagem 1</b>	Combinação 1	Combinação 2			
$I_p = \gamma_{soil} \times H^2/2 \times B \times K_p/2 =$	130,4	106,2	[kN]		Impulso passivo lateral do terreno / <i>Soil passive impulse</i>
$\delta = 2/3 \times \phi' =$	30,0	24,8	[°]		Ângulo de interação entre o terreno e o betão / <i>Soil and concrete interaction angle</i>
$\tau = (PP + N_{sd}, c) \times \tan(\delta) =$	901,1	709,3	[kN]		Força atrítica entre o solo e a fundação / <i>Friction force between Soil and Foundation</i>
$D_{ult} = I_p + \tau =$	1031,4	815,5	[kN]		Segurança ao deslizamento / <i>Sliding security</i>
Combinação 1	Dult	>	Hsd	=	198,5 Verifica / Verified
Combinação 2	Dult	>	Hsd	=	152,7 Verifica / Verified

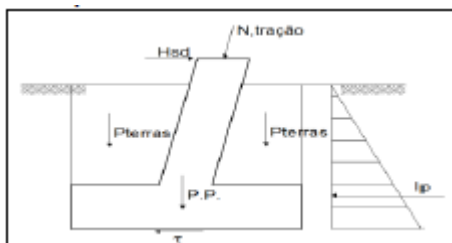


Figura 2 - Verificação ao deslizamento / Figure 2 - Design verification for sliding

**A fundação verifica a segurança / Foundation Design is Verified**

## Dimensionamento de Monoblocos / Monobloc Design

Torre / Tower:	PA04D
Altura / Height:	25m
Distância entre pernas / Leg length:	1,60m
Cliente / Client:	S/ C.
Local / Local:	Indefinido
Obra / Work:	Indefinido

### Geometria / Geometry

#### Geometria do Monobloco / Monobloc Geometry

<b>Dimensões / Dimensions</b>			
B	2,00	[m]	Largura do Monobloco / Monobloc width
A	2,00	[m]	Largura do Monobloco / Monobloc width
H	4,70	[m]	Altura do Monobloco / Monobloc height
<b>Material / Material</b>			
Betão / Concrete	C12/16		
Aço / Steel	A 500		
f <sub>ck</sub>	12,0	[MPa]	Tensão de cedência do betão (característica) / Yield strength of concrete (characteristic)
f <sub>cd</sub>	8,0	[MPa]	Tensão de cedência do betão (cálculo) / Yield strength of concrete (calculus)
f <sub>yk</sub>	500,0	[MPa]	Tensão de cedência do aço (característica) / Yield strength of steel (characteristic)
f <sub>yd</sub>	434,8	[MPa]	Tensão de cedência do aço (cálculo) / Yield strength of steel (calculus)
f <sub>cm</sub>	1,6	[MPa]	Tensão de cedência do betão (média) / Yield strength of concrete (average)

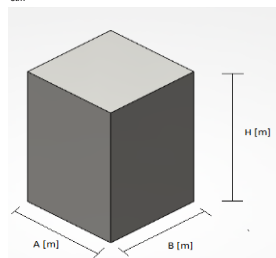


Figura 1 - Geometria da Sapata / Figure 1 - Sapata Geometry

### Solo / Soil

Tipo de solo / Soil type:

Areia solta

<b>EC7 - Abordagem 1</b>		Combinação 1	Combinação 2	
γ <sub>soil</sub>	17,0	23,0	17,0	Densidade do solo / Soil density
φ'	30,0	30,0	24,8	Ângulo de atrito do solo / Soil friction angle
c'	0,0	0,0	0,0	Coesão do solo / Soil cohesion
E	15000	15000	15000	Módulo de Elasticidade do solo / Soil Elastic modulus
ν	0,3	0,3	0,3	Coefficiente de Poisson / Poisson's coefficient
β		5	5	Ângulo das cunhas de terra / Frustum Soil angle
		Combinação 1	Combinação 2	
N <sub>c</sub>		30,14	20,42	
N <sub>q</sub>		18,40	10,43	
N <sub>γ</sub>		14,62	6,25	
s <sub>c</sub>		1,53	1,46	
s <sub>q</sub>		1,50	1,42	
s <sub>γ</sub>		0,70	0,70	
k <sub>sp</sub>		3,00	2,44	
k <sub>o</sub>		1,50	1,42	

### Carregamento / Load

#### Ações aplicadas no Monobloco / Loads on Monobloc

<b>EC7 - Abordagem 1</b>		Combinação 1	Combinação 2	
N <sub>sd, c</sub> =	31,6	24,3	[kN]	Força de compressão no Monobloco / Compression action on Monobloc
H <sub>sd</sub> =	72,8	56,0	[kN]	Força transversal / Horizontal action on Monobloc
M <sub>basal</sub> =	1221,0	929,2	[kN]	Momento basal / Moment action on Monobloc

### Verificações de dimensionamento / Design verifications

#### Verificação ao derrubamento pelo método de Sulzberger / Design verification for "rollover" by Sulzberger method

Foma do bloco	Momento de encastramento (M <sub>e</sub> )	Momento da base (M <sub>b</sub> )
	$\tan \alpha \leq \frac{6 \mu P}{b t^2 C_t} \Rightarrow M_e = \frac{b t^3}{12} C_t \tan \alpha$	$\tan \alpha \leq \frac{2 P}{a b C_b} \Rightarrow M_b = \frac{b a^3}{12} C_b \tan \alpha$
	$\tan \alpha > \frac{6 \mu P}{b t^2 C_t} \Rightarrow M_e = \frac{b t^3}{36} C_t \tan \alpha$	$\tan \alpha > \frac{2 P}{a b C_b} \Rightarrow M_b = G \left( \frac{a}{2} - \frac{2}{3} \sqrt{\frac{P}{2 b C_b \tan \alpha}} \right)$

tg( $\alpha$ ) =	0,01	Inclinação máxima da torre / Maximum rotation of the tower	
<b>EC7 - Abordagem 1</b>	Combinação 1	Combinação 2	
$K_{s,l} = E/(B*(1-\nu^2)) =$	8241,8	8241,8	[kN.m <sup>3</sup> ]
$K_{s,b} = E/(B*(1-\nu^2)) =$	16483,5	16483,5	[kN.m <sup>3</sup> ]
$\mu = \tan(\phi) =$	0,58	0,46	
$V_{\text{betão}} =$	18,80	18,8	[m <sup>3</sup> ]
PP =	451,20	451,2	[kN]
$V_{\text{terras}} =$	9,32	9,319876078	[m <sup>3</sup> ]
above foundation $P_{\text{terras}} =$		158,44	[kN]
/ Soil Weight above foundation $P_{\text{TOTAL}} = PP + P_{\text{terras}} + N_{s,d,c} =$		641,24	633,9378933 [kN]
Weight			Peso total / Total
tg( $\alpha$ ) <sub>e</sub> =	0,00259595	0,002053118	
tg( $\alpha$ ) <sub>b</sub> =	0,004138486	0,004091372	
$M_e =$	1117,143086	1117,143086	[kN.m]
$M_b =$	367,047166	364,4159905	[kN.m]
$M_{\text{res}} =$	1484,190252	1481,559077	[kN.m]
$M_{sd} = M_{\text{basal}} + H_{sd} \times 2/3 \times H =$	1449	1105	[kN.m]
Verificação	$M_{\text{res}}$	>	$M_{sd}$ Verifica / Verified

**A fundação verifica a segurança / Foundation Design is Verified**

## Dimensionamento de Sapatas Enterradas / Buried Footing Design

Torre / Tower:	TQC
Altura / Height:	40m
Distância entre pernas / Leg length:	4,50m
Cliente / Client:	S/ C.
Local / Local:	Indefinido
Obra / Work:	Indefinido

### Geometria / Geometry

#### Geometria da Sapata / Footing Geometry

<b>Dimensões / Dimensions</b>			
B	9,15	[m]	Largura da Sapata / Footing width
H	0,30	[m]	Altura da Sapata/ Footing height
B <sub>pilar</sub>	4,90	[m]	Largura do Pilar / Pile width
H <sub>pilar</sub>	0,90	[m]	Altura do Pilar / Pile height
<b>Material / Material</b>			
Betão / Concrete	C12/16		
Aço / Steel	A 500		
f <sub>ck</sub>	12,0	[MPa]	Tensão de cedência do betão (característica) / Yield strength of concrete (characteristic)
f <sub>cd</sub>	8,0	[MPa]	Tensão de cedência do betão (cálculo) / Yield strength of concrete (calculus)
f <sub>yk</sub>	500,0	[MPa]	Tensão de cedência do aço (característica) / Yield strength of steel (characteristic)
f <sub>yd</sub>	434,8	[MPa]	Tensão de cedência do aço (cálculo) / Yield strength of steel (calculus)
f <sub>cm</sub>	1,6	[MPa]	Tensão de cedência do betão (média) / Yield strength of concrete (average)

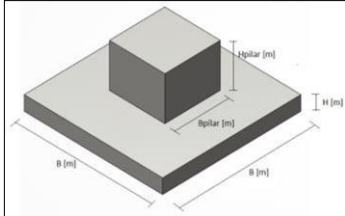


Figura 1 - Geometria da Sapata / Figure 1 - Sapata Geometry

### Solo / Soil

Tipo de solo / Soil type:	Areia solta			
<b>EC7 - Abordagem 1</b>		Combinação 1	Combinação 2	
γ <sub>soil</sub>	17,0	23,0	17,0	[kN.m <sup>-3</sup> ] Densidade do solo / Soil density
φ'	30,0	30,0	24,8	[Degree] Ângulo de atrito do solo / Soil friction angle
c'	0,0	0,0	0,0	[kPa] Coesão do solo / Soil cohesion
E	15000	15000	15000	[kPa] Módulo de Elasticidade do solo / Soil Elastic modulus
ν	0,3	0,3	0,3	Coeficiente de Poisson / Poisson's coefficient
		Combinação 1	Combinação 2	
N <sub>c</sub>		30,14	20,42	
N <sub>q</sub>		18,40	10,43	
N <sub>γ</sub>		14,62	6,25	
s <sub>c</sub>		1,53	1,46	
s <sub>q</sub>		1,50	1,42	
s <sub>γ</sub>		0,70	0,70	
k <sub>sp</sub>		3,00	2,44	
k <sub>o</sub>		1,50	1,42	

### Carregamento / Load

#### Ações aplicadas na Sapata / Loads on Footing

<b>EC7 - Abordagem 1</b>		Combinação 1	Combinação 2	
N <sub>sd, c</sub>	108,9	83,8	[kN]	Força de compressão na sapata / Compression action on footing
H <sub>sd</sub>	198,5	152,7	[kN]	Força transversal / Horizontal action on footing
M <sub>basal</sub>	5199,9	3999,9	[kN]	Momento basal / Moment action on footing

### Verificações de dimensionamento / Design verifications

#### Verificação ao afundamento, arranque e deslizamento / Design verification for "sinking" (compression), uplifting and sliding

##### Verificação do Afundamento / Design verification for "sinking" (compression)

<b>EC7 - Abordagem 1</b>		Combinação 1	Combinação 2	
V <sub>betão</sub>	46,7	46,7	[m <sup>3</sup> ]	Volume de Betão / Concrete Volume
PP	1121,4	1121,4	[kN]	Peso do Betão / Concrete Weight
V <sub>terras</sub>	53,7	53,7	[m <sup>3</sup> ]	Volume de Terras acima da fundação / Soil Volume above foundation
P <sub>terras</sub>	913,6	913,6	[kN]	Peso das Terras acima da fundação / Soil Weight above foundation
B' = B - (M <sub>basal</sub> / (PP + N <sub>sd, c</sub> ))	0,41	2,28	[m]	Largura efetiva / Effective width
q' = H x γ <sub>soil</sub>	27,5	20,4	[kPa]	Peso das terras acima do topo fundação / Soil weight above the footing
N <sub>sd, c</sub> + PP + P <sub>terras</sub>	2856,2	2511,3	[kN]	Esforço de compressão / Compression action
A' = B x B'	3,72	20,90	[kN]	Área efetiva / Effective area
$\sigma_{\text{permíssivel}} = \left( c' N_c b_c s_c i_c + q' N_q b_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma \right) \times A'$				
<b>EC7 - Abordagem 1</b>		Combinação 1	Combinação 2	Verifica / Verified
σ <sub>permíssivel</sub>	[kN]	2960,28	8087,44	

### Verificação ao Deslizamento / Design verification for sliding (compression)

#### ECT - Abordagem 1

$$I_p = \gamma_{soil} \times H^2/2 \times B \times K_p/2 =$$

$$\delta = 2/3 \times \phi' =$$

$$\tau = (PP + Nsd, c) \times \tan(\delta) =$$

$$Dult = I_p + \tau =$$

Combinação 1 Combinação 2

168,0 136,9 [kN]

20,0 20,0 [Degree]

780,3 771,2 [kN]

948,3 908,1 [kN]

Impulso passivo lateral do terreno / Soil passive impulse

Ângulo de interação entre o terreno e o aço / Soil and steel interaction angle

Força atrítica entre o solo e a fundação / Friction force between Soil and Foundation

Segurança ao deslizamento / Sliding security

Combinação 1

Dult

>

Hsd

=

198,5

Verifica / Verified

Combinação 2

Dult

>

Hsd

=

152,7

Verifica / Verified

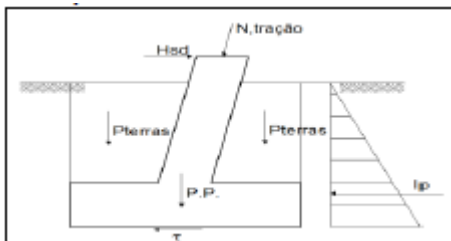


Figura 2 - Verificação ao deslizamento / Figure 2 - Design verification for sliding

### Verificação ao punçoamento / Design verification for punching

#### Eurocódigo 2

$$\beta =$$

1,15

$$d = h - 0,06 =$$

0,24

[m]

$$u_0 = 4 \times B_{\text{pilar}} =$$

19,60

[m]

$$u_1 =$$

21,11

[m]

$$V_{Ed,0} =$$

171,99

[kPa]

$$V_{Ed,1} =$$

159,70

[kPa]

$$k =$$

1,91

[kPa]

$$V_{Rd,c} =$$

220,39

[kPa]

$$V_{min} =$$

144,91

[kPa]

$$V_{Rd,max} =$$

3808,00

[kPa]

Verificação 1

$V_{Ed,0}$

<

$V_{Rd,max}$

Verifica / Verified

Verificação 2

$V_{Ed,n}$

<

$V_{Rd,c}$

Verifica / Verified

### A fundação verifica a segurança / Foundation Design is Verified



## Dimensionamento de Sapatas isoladas por perna / *Isolated Footing Design*

Torre / <i>Tower</i> :	TTA
Altura / <i>Height</i> :	100m
Distância entre pernas / <i>Leg length</i> :	10,00m
Cliente / <i>Client</i> :	S/ C.
Local / <i>Local</i> :	Indefinido
Obra / <i>Work</i> :	Indefinido

### Geometria / *Geometry*

#### Geometria da Sapata / *Footing Geometry*

Dimensões / <i>Dimensions</i>			
B	5,25	[m]	Largura da Sapata / <i>Footing width</i>
H	1,05	[m]	Altura da Sapata / <i>Footing height</i>
h <sub>sapata</sub>	0,35	[m]	Altura o patamar da Sapata / <i>Footing step height</i>
B <sub>pilar</sub>	0,80	[m]	Largura do Pilar / <i>Pile width</i>
H <sub>pilar</sub>	1,20	[m]	Altura do Pilar / <i>Pile height</i>
Material / <i>Material</i>			
Betão / <i>Concrete</i>	C12/16		
Aço / <i>Steel</i>	A 500		
f <sub>ck</sub>	12,0	[MPa]	Tensão de cedência do betão (característica) / <i>Yield strength of concrete (characteristic)</i>
f <sub>cd</sub>	8,0	[MPa]	Tensão de cedência do betão (cálculo) / <i>Yield strength of concrete (calculus)</i>
f <sub>yk</sub>	500,0	[MPa]	Tensão de cedência do aço (característica) / <i>Yield strength of steel (characteristic)</i>
f <sub>yd</sub>	434,8	[MPa]	Tensão de cedência do aço (cálculo) / <i>Yield strength of steel (calculus)</i>
f <sub>cm</sub>	1,6	[MPa]	Tensão de cedência do betão (média) / <i>Yield strength of concrete (average)</i>

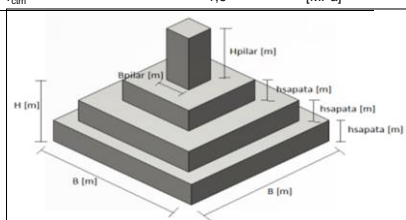


Figura 1 - Geometria da Sapata / *Figure 1 - Sapata Geometry*

### Solo / *Soil*

Tipo de solo / *Soil type*: Areia solta

EC7 - Abordagem 1		Combinação 1	Combinação 2	
Y <sub>soil</sub>	17,0	23,0	17,0	[kN.m³] Densidade do solo / <i>Soil density</i>
φ'	30,0	30,0	24,8	[Degree] Ângulo de atrito do solo / <i>Soil friction angle</i>
c'	0,0	0,0	0,0	[kPa] Coesão do solo / <i>Soil cohesion</i>
E	15000	15000	15000	[kPa] Módulo de Elasticidade do solo / <i>Soil Elastic modulus</i>
v	0,3	0,3	0,3	Coefficiente de Poisson / <i>Poisson's coefficient</i>
		Combinação 1	Combinação 2	
N <sub>c</sub>		30,14	20,42	
N <sub>q</sub>		18,40	10,43	
N <sub>γ</sub>		14,62	6,25	
s <sub>c</sub>		1,53	1,46	
s <sub>q</sub>		1,50	1,42	
s <sub>γ</sub>		0,70	0,70	
k <sub>p</sub>		3,00	2,44	
k <sub>0</sub>		1,50	1,42	

### Carregamento / *Load*

#### Ações aplicadas na Sapata / *Loads on Footing*

EC7 - Abordagem 1		Combinação 1	Combinação 2	
N <sub>sd,1</sub>	=	1399,0	1076,2	[kN] Força de tração na sapata / <i>Tension action on footing</i>
N <sub>sd,c</sub>	=	1505,1	1157,8	[kN] Força de compressão na sapata / <i>Compression action on footing</i>
H <sub>sd</sub>	=	150,2	115,5	[kN] Força transversal / <i>Horizontal action on footing</i>

### Verificações de dimensionamento / *Design verifications*

#### Verificação ao afundamento, arranque e deslizamento / *Design verification for "sinking" (compression), uplifting and sliding*

##### Verificação do Afundamento / *Design verification for "sinking" (compression)*

EC7 - Abordagem 1		Combinação 1	Combinação 2	
V <sub>betão</sub>	=	17,21	17,21	[m³] Volume de Betão / <i>Concrete Volume</i>
PP	=	412,93	412,93	[kN] Peso do Betão / <i>Concrete Weight</i>
V <sub>terras</sub>	=	70,34	70,34	[m³] Volume de Terras acima da fundação / <i>Soil Volume above foundation</i>
P <sub>terras</sub>	=	1195,71	1195,71	[kN] Peso das Terras acima da fundação / <i>Soil Weight above foundation</i>
q' = H x Y <sub>soil</sub>	=	51,64	38,25	[kPa] Peso das terras acima do topo fundação / <i>Soil weight above the footing</i>
N <sub>sd,c</sub> + PP + P <sub>terras</sub>	=	3090,96	2477,01	[kN] Esforço de compressão / <i>Compression action</i>
A = B x B	=	27,56	27,56	[kN] Área da base da sapata / <i>Footing base area</i>

$$\sigma_{\text{permissible}} = (c' N_c b_c s_c i_c + q' N_q b_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma) \times A$$

EC7 - Abordagem 1		Combinação 1	Combinação 2	
σ <sub>permissible</sub>	=	[kN]	56278,23 20986,96	Verifica / <i>Verified</i>

#### Verificação do Arranque / Design verification for uplift

EC7 - Abordagem 1	Combinação 1	Combinação 2		
PP =	412,93	412,93	[kN]	Peso do Betão / Concrete Weight
$\phi = \min\{\phi'; 45 - \phi'\}$	15,0	20,2	[Degree]	Ângulo das cunhas de terra / Frustum Soil angle
P <sub>terras</sub> =	1195,71	1195,71	[kN]	Peso das Terras acima da fundação / Soil Weight above foundation
P <sub>torre</sub> =	106,07	81,60	[kN]	Esorço de compressão proveniente da superestrutura / Compression action from supestructure
Ult = PP + P <sub>terras</sub> + P <sub>torre</sub> =	1714,71	1690,24	[kN]	Resistência ao arrancamento / Uplift resistance
N <sub>sd,1</sub> =	1399,04	1076,19	[kN]	Força de arrancamento (carga por montante) / Tension (uplift) for one leg

Verificação ao arranque / Safety factor for uplift (extreme conditions)

$$Y_{Md} = F_{r,uplift} / N_k$$

$$1,23 \quad \text{£} \quad 1,0$$

Verifica / Verified

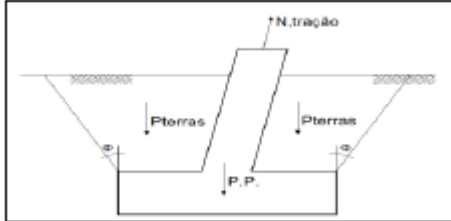


Figura 2 - Verificação ao deslizamento / Figure 2 - Design verification for sliding

#### Verificação ao Deslizamento / Design verification for sliding (compression)

EC7 - Abordagem 1	Combinação 1	Combinação 2		
Ip = $\gamma_{soil} \times H^2/2 \times B \times K_p/2$ =	338,9	276,1	[kN]	Impulso passivo lateral do terreno / Soil passive impulse
$\delta = 2/3 \times \phi'$ =	30,0	24,8	[Degree]	Ângulo de interação entre o terreno e o aço / Soil and steel interaction angle
$\tau = (PP + N_{sd}, c) \times \tan(\delta)$ =	1547,2	1077,3	[kN]	Força atrítica entre o solo e a fundação / Friction force between Soil and Foundation
Dult = Ip + $\tau$ =	1886,1	1353,4	[kN]	Segurança ao deslizamento / Sliding security

Combinação 1	Dult	>	Hsd	=	150,2	Verifica / Verified
Combinação 2	Dult	>	Hsd	=	115,5	Verifica / Verified

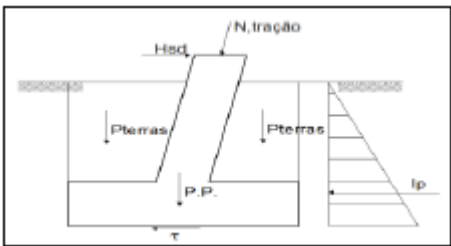


Figura 3 - Verificação ao deslizamento / Figure 3 - Design verification for sliding

#### Verificação ao punçoamento / Design verification for punching

Eurocódigo 2				
$\beta$ =	1,15			Altura útil / Working height
d = h - 0,1 =	0,95	[m]		Perímetro do pilar / Pile perimeter
u <sub>0</sub> = 4 x B <sub>pilar</sub> =	3,20	[m]		1º perímetro de controlo / 1st control perimeter
u <sub>1</sub> =	10,89	[m]		2º perímetro de controlo / 2nd control perimeter
u <sub>2</sub> =	8,43	[m]		3º perímetro de controlo / 3rd control perimeter
u <sub>3</sub> =	5,97	[m]		
V <sub>Ed,0</sub> =	578,8	[kPa]		Tensão de punçoamento relativa ao perímetro do pilar / Punching stress for pile perimeter
V <sub>Ed,1</sub> =	739,2	[kPa]		Tensão de punçoamento relativa ao 1º perímetro de controlo / Punching stress for 1st control perimeter
V <sub>Ed,2</sub> =	361,3	[kPa]		Tensão de punçoamento relativa ao 2º perímetro de controlo / Punching stress for 2nd control perimeter
V <sub>Ed,3</sub> =	310,3	[kPa]		Tensão de punçoamento relativa ao 3º perímetro de controlo / Punching stress for 3rd control perimeter
k =	1,46			
V <sub>Rd,c</sub> =	635,4	[kPa]		Valor do esforço transversal / Shear value
V <sub>min</sub> =	364,9	[kPa]		Valor mínimo do esforço transversal / Minimum shear value
V <sub>Rd,máx</sub> =	3808,0	[kPa]		Valor máximo da tensão de punçoamento / Maximum punching stress

Verificação 1	V <sub>Ed,0</sub>	<	V <sub>Rd,máx</sub>	Verifica / Verified
Verificação 2	V <sub>Ed,n</sub>	>	V <sub>Rd,c</sub>	Verifica / Verified

### A fundação verifica a segurança / Foundation Design is Verified

## Dimensionamento de Fundações em Grelha / *Grillage Foundation Design*

Torre / *Tower*: TTA  
Altura / *Height*: 100m [m]  
Cliente / *Client*: S/ C.  
Local / *Local*: Indefinido  
Obra / *Work*: Indefinido

### Geometria / *Geometry*

#### Viga Principal / *Principal Beam*

<b>Perfil / <i>Section</i></b>	<b>UPN 400</b>		
h	400	[mm]	Altura de Secção / <i>Section height</i>
bf	110	[mm]	Largura da Secção / <i>Section width</i>
tw	14	[mm]	Espessura da alma / <i>Thickness of the web of column section</i>
tf	18	[mm]	Espessura da aba / <i>Thickness of the flange of column section</i>
r	18	[mm]	Raio de concordância / <i>Radius of column section fillet</i>
A	91,50	[cm <sup>2</sup> ]	Área da secção transversal / <i>Cross-sectional area of the column</i>
<b>Material / <i>Material</i></b>	<b>S 355</b>		
f <sub>y</sub>	355	[MPa]	Tensão de cedência / <i>Yield strength of a material</i>
f <sub>u</sub>	510	[MPa]	Tensão de rotura / <i>Ultimate strength of a material</i>

#### Viga Secundária / *Secondary beam*

<b>Perfil</b>	<b>L 150 x 150 x 18</b>		
h	150	[mm]	Altura de Secção / <i>Section height</i>
bf	150	[mm]	Largura da Secção / <i>Section width</i>
tw	18	[mm]	Espessura da alma / <i>Thickness of the web of column section</i>
tf	18	[mm]	Espessura da aba / <i>Thickness of the flange of column section</i>
r	16	[mm]	Raio de concordância / <i>Radius of column section fillet</i>
A	51,03	[cm <sup>2</sup> ]	Área da secção transversal / <i>Cross-sectional area of a column</i>
<b>Material / <i>Material</i></b>	<b>S 355</b>		
f <sub>y</sub>	355	[MPa]	Tensão de cedência / <i>Yield strength of a material</i>
f <sub>u</sub>	510	[MPa]	Tensão de rotura / <i>Ultimate strength of a material</i>

### Geometria da Grelha / *Grillage Geometry*

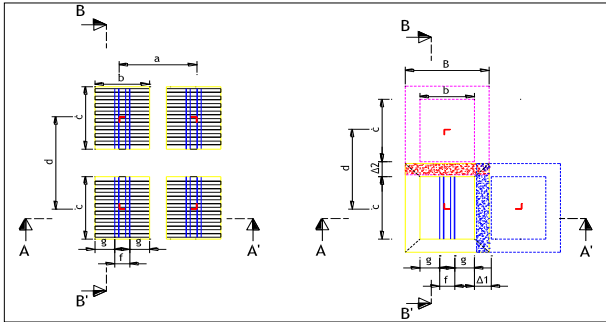


Figura 1 - Geometria da Grelha / *Figure 1 - Grillage Geometry*

h =	4,95	[m]	Altura da fundação / <i>Foundation height</i>
tv =	0,00	[m]	Altura de terra vegetal / <i>Mould Level</i>
h' = h - tv	4,95	[m]	Altura útil da fundação / <i>Foundation effective height</i>
a' =	10,00	[m]	Largura (entre pernas) na direcção "1" ao nível do solo / <i>Width (between legs) at ground level according direction "1"</i>
d' =	8,66	[m]	Largura (entre pernas) na direcção "2" ao nível do solo / <i>Width (between legs) at ground level according direction "2"</i>
J <sub>1</sub> =	132,16	[mm/m]	Jorramento do poste segundo a direcção "1" / <i>Leg inclination according to direction "1"</i>
J <sub>2</sub> =	132,16	[mm/m]	Jorramento do poste segundo a direcção "2" / <i>Leg inclination according to direction "2"</i>
a = a' x J <sub>1</sub>	1321,60	[m]	Largura entre pernas na direcção "1" ao nível da grelha / <i>Width (between legs) at grillage level according direction "1"</i>
b =	2,95	[m]	Largura da grelha na direcção "1" / <i>Width of grillage according direction "1"</i>
c =	2,95	[m]	Largura da grelha na direcção "2" / <i>Width of grillage according direction "2"</i>
d = d' x J <sub>2</sub>	1144,54	[m]	Largura entre pernas na direcção "2" ao nível da grelha / <i>Width (between legs) at grillage level according direction "2"</i>
f =	0,58	[m]	Distância entre vigas principais / <i>Distance between principal beams</i>
g = (b - f) / 2 - bf/2	1,19	[m]	Consola das vigas secundárias / <i>Cantilever of secondary beams</i>
B = b + 2 x tan (β) x h'	5,60	[m]	Largura do cone de arrancamento na direcção "1" / <i>Width of uplift cone at direction "1"</i>
C = c + 2 x tan (β) x h'	5,60	[m]	Largura do cone de arrancamento na direcção "2" / <i>Width of uplift cone at direction "2"</i>
Δ <sub>1</sub> = a - b	7,70	[m]	Distância entre grelhas na direcção "1" / <i>Distance between grillage at direction "1"</i>
Δ <sub>2</sub> = d - c	6,36	[m]	Distância entre grelhas na direcção "2" / <i>Distance between grillage at direction "2"</i>

### Solo / *Soil*

Tipo de solo / *Soil type*:

Areia solta

<b>EC7 - Abordagem 1</b>		Combinação 1	Combinação 2	
β	15,0	15,0	15,0	Ângulo da cunha de terra / <i>Frustum Angle</i>
γ <sub>soil</sub>	17,0	23,0	17,0	Densidade do solo / <i>Soil density</i>
φ'	30,0	30,0	24,8	Ângulo de atrito do solo / <i>Soil friction angle</i>
c'	0,0	0,0	0,0	Coesão do solo / <i>Soil cohesion</i>
E	15000	15000	15000	Módulo de Elasticidade do solo / <i>Soil Elastic modulus</i>
v	0,3	0,3	0,3	Coefficiente de Poisson / <i>Poisson's coefficient</i>
	Combinação 1	Combinação 2		
N <sub>c</sub>	30,14	20,42		
N <sub>q</sub>	18,40	10,43		
N <sub>γ</sub>	14,62	6,25		
s <sub>c</sub>	1,53	1,46		
s <sub>q</sub>	1,50	1,42		
s <sub>γ</sub>	0,70	0,70		
k <sub>p</sub>	3,00	2,44		
k <sub>0</sub>	1,50	1,42		

## Carregamento / Load

### Ações aplicadas na grelha / Loads on grillage

EC7 - Abordagem 1	Combinação 1	Combinação 2	
N <sub>sd,1</sub> =	-1293,0	-994,6	[kN]
N <sub>sd,c</sub> =	1505,1	1157,8	[kN]
H <sub>sd</sub> =	150,2	115,5	[kN]

Força de tracção na grelha / Tension action on grillage  
Força de compressão na grelha / Compression action on grillage  
Força transversal / Horizontal action on grillage

### Verificações de dimensionamento / Design verifications

#### Colisões / Collisions

Colisão da cunha de terras na direcção "1" / Collision of the soil pyramids according to direction "1"

B / a > 1.0 0,00 < 1 Não Colide / No Collision

Colisão da cunha de terras na direcção "2" / Collision of the soil pyramids according to direction "2"

C / d > 1.0 0,00 < 1 Não Colide / No Collision

#### Volumes de terras / Soil volume

V <sub>esc</sub> =	129,23	[m³]	Volume total de escavação / Total excavation volume
V =	93,42	[m³]	Volume Cunha Terras sem colisão / Pyramid volume delimited by frustum angle without collision
x <sub>1</sub> =	0,00	[m]	Largura da Colisão na direcção "1" / Collision length on direction "1"
h' <sub>1</sub> =	0,00	[m]	Altura da Colisão na "1" / Collision height on direction "1"
V <sub>1</sub> =	0,00	[m³]	Volume da Colisão na "1" / Collision volume on direction "1"
x <sub>2</sub> =	0,00	[m]	Largura da Colisão na direcção "2" / Collision length on direction "2"
h' <sub>2</sub> =	0,00	[m]	Altura da Colisão na direcção "2" / Collision height on direction "2"
V <sub>2</sub> =	0,00	[m³]	Volume da Colisão na direcção "2" / Collision volume on direction "2"
V <sub>eff</sub> =	93,42	[m³]	Volume Cunha Terras com colisão / Pyramid volume delimited by frustum angle and collision volume subtracted

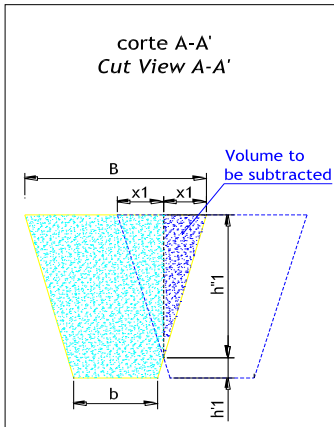
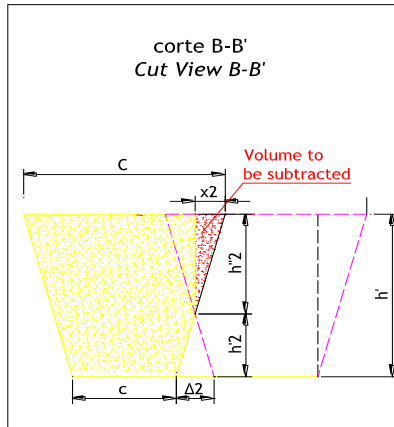


Figura 2 - Volumes de terras / Figure 2 - Soil volume



#### Soil volume without collision of the pyramids

$$V = h \cdot \left( b \times c + h \cdot \tan(\beta) \cdot \left( b + c + \frac{4}{3} \cdot h \tan(\beta) \right) \right)$$

Intersection of the pyramid according to "a" direction

Dimensions of the solid to be subtracted :

$$x_1 = \frac{B-a}{2}$$

$$h'_1 = h' - \frac{A_1}{2 \cdot \tan(\beta)}$$

Volume of the solid to be subtracted because of superposition :

$$V_1 = \frac{h'_1}{6} \times (3 \cdot C - 2 \cdot h'_1 \cdot \tan(\beta)) \times x_1$$

Intersection of the pyramid according to "d" direction

Dimensions of the solid to be subtracted :

$$x_2 = \frac{C-d}{2}$$

$$h'_2 = h' - \frac{A_2}{2 \cdot \tan(\beta)}$$

Volume of the solid to be subtracted because of superposition :

$$V_2 = \frac{h'_2}{6} \times (3 \cdot C - 2 \cdot h'_2 \cdot \tan(\beta)) \times x_2$$

Pyramid Volume and collision volume subtracted :

(only one of the volume is subtracted because the moment at the base result a binary of 4 forces : two in compression and the other two in tension - > uplift)

$$V_{effective} = V - \text{Maximum}(V_1, V_2)$$

### Verificação ao arrancamento, afundamento e deslizamento / Design verification for uplift, "sinking" (compression) and sliding

#### Verificação do Arranque / Design verification for uplift

EC7 - Abordagem 1	Combinação 1	Combinação 2	
W <sub>EF</sub> =	1588,21	1588,21	[kN]
W <sub>GF</sub> =	2127,31	2127,31	[kg]
F <sub>r,uplift</sub> =	1609,08	1609,08	[kN]
N <sub>k</sub> =	-1292,97	-994,59	[kN]

Peso Terras / Soil Weight  
Peso da grelha / Grillage weight including bolts and plates  
Resistencia ao arrancamento / Uplift resistance  
Força de arrancamento (carga por montante) / Tension (uplift) for one leg

Verificação ao arranque / Safety factor for uplift (extreme conditions)

Y<sub>Ed</sub> = F<sub>r,uplift</sub> / N<sub>k</sub> 1,24 > 1,0 Verifica / Verified

Soil Weight of inverted pyramid (frustum angle) :

$$W_{EF} = V \times \gamma_{soil}$$

Soil resting vertically Weight :

$$W_{GF} = b \times c \times \gamma_{soil}$$

Uplift resistance of the steel grillage :

$$F_{r,uplift} = W_{GF} + W_{EF}$$

Safety factor for uplift :

$$\gamma_{uplift} = \frac{F_{r,uplift}}{N_k}$$

#### Verificação do Afundamento / Design verification for "sinking" (compression)

EC7 - Abordagem 1	Combinação 1	Combinação 2	
A <sub>gross</sub> =	8,70	8,70	[m²]
A <sub>net</sub> =	5,76	5,76	[m²]
W <sub>EV</sub> =	988,63	732,32	[kg]
F <sub>ck</sub> =	1505,11	1157,79	[kN]

Área bruta de carga / Gross load area  
Área líquida de carga / Net load area  
Peso Terras Segundo a Vertical / Weight of soil resting vertically  
Nck compressão (carga por montante) / Compression for one leg

Soil stress for compression forces

$$\sigma_{permissible} = (c' N_c B_c s_c i_c + q' N_q B_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma B_\gamma s_\gamma i_\gamma)$$

EC7 - Abordagem 1	Combinação 1	Combinação 2	
σ <sub>m1,soil</sub> = (F <sub>ck</sub> + W <sub>GF</sub> ) / A <sub>NET</sub> < σ <sub>adm</sub>	[MPa]	0,26	0,20
σ <sub>m2,soil</sub> = (F <sub>ck</sub> + W <sub>GF</sub> + W <sub>EV</sub> ) / A <sub>b</sub> < σ <sub>adm</sub>	[MPa]	0,29	0,22
σ <sub>permissible</sub> =	[MPa]	2,58	1,36

Verifica / Verified

Gross Load Area :

$$A_{Gross} = b \times c$$

Net Load Area :

$$A_{Net} = z_1 \times b_1 \times b + z_2 \times b_2 \times c - z_1 \times b_2 \times b_1$$

Soil Stress for compression n for A<sub>Net</sub> :

$$\sigma_{m1,soil} = \frac{F_{ck} + W_{GF}}{A_{Net}}$$

Soil Stress for compression n for A<sub>Gross</sub> :

$$\sigma_{m2,soil} = \frac{F_{ck} + W_{GF} + W_{EV}}{A_{Gross}}$$

Soil Stress verification :

$$\sigma_{m1,soil} \leq \sigma_{permissible}$$

and

$$\sigma_{m2,soil} \leq \sigma_{permissible}$$

### Verificação ao Deslizamento / Design verification for sliding (compression)

<b>EC7 - Abordagem 1</b>	Combinação 1	Combinação 2				
$I_p = \gamma_{soil} \times H^2/2 \times b \times K_{\phi}/2 =$	93,7	76,4	[kN]			Impulso passivo lateral do terreno / Soil passive impulse
$\delta = 1/3 \times \phi' =$	10,0	8,3	[Degree]			Ângulo de interação entre o terreno e o aço / Soil and steel interaction angle
$\tau = (W_{GF} + N_{sd}, c) \times \tan(\delta) =$	402,2	252,2	[kN]			Força atrítica entre o solo e a fundação / Friction force between Soil and Foundation
$D_{ult} = I_p + \tau =$	496,0	328,6	[kN]			Segurança ao deslizamento / Sliding security
Combinação 1	Dult	>	Hsd	=	150,2	Verifica / Verified
Combinação 2	Dult	>	Hsd	=	115,5	Verifica / Verified

### Verificação à flexão / Bending Verification

#### Verificação à flexão das vigas secundárias / Design verification for bending of principal beams

<b>EC7 - Abordagem 1</b>	Combinação 1	Combinação 2			
$\sigma_1 =$	182,90	183	[KPa]		Carga distribuída na grelha / Distributed load on grillage
$z_1 =$	12	12			Quantidade de perfis / Beams Quantity
$M_{sd1} =$	380,24	380,2363988	[kN.m]		Momento Positivo / Positive moment (M4=M5)
$W_{ely} =$	98,74	98,74	[cm³]		Módulo de flexão elástico / Elastic flexure module

Section maximum stress due to flexion

Combinação 1	$\sigma_{pb} = M_{sd1} / (W_{ely} \times z_1) < f_{syd}$	[MPa]	321	<	355	Verifica / Verified
Combinação 2	$\sigma_{pb} = M_{sd1} / (W_{ely} \times z_1) < f_{syd}$	[MPa]	321	<	355	Verifica / Verified

#### Verificação à flexão das vigas principais / Design verification for bending of secondary beams

<b>EC7 - Abordagem 1</b>	Combinação 1	Combinação 2			
$z_2 =$	2	2			Quantidade de perfis / Beams Quantity
$M_{sd2} =$	586,93	586,93	[kN.m]		Momentos Positivo / Positive moment (M1=M2)
$W_{ely} =$	1020,00	1020,00	[cm³]		Módulo de flexão elástico / Elastic flexure module

Section maximum stress due to flexion

Combinação 1	$\sigma_{sb} = M_{sd2} / (W_{ely} \times z_2) < f_{syd}$	[MPa]	288	<	355	Verifica / Verified
Combinação 2	$\sigma_{sb} = M_{sd2} / (W_{ely} \times z_2) < f_{syd}$	[MPa]	288	<	355	Verifica / Verified

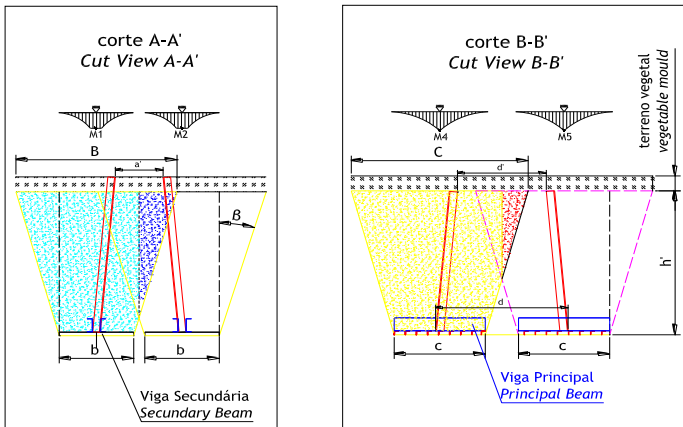


Figura 3 - Momentos de flexão / Figure 3 - Bending moments

Steel grillage Design Uniform Distribute d Load on steel Grillage : $\sigma_1 = \frac{W_{GF} + W_{Gr}}{b \times c}$	Steel grillage Design Secondary Beams Positive moment ( $M_1 = M_2$ ) : Cantilever positive moment : $M = \frac{p \cdot l^2}{2}$ $M_{sd2} = M_1 = M_2 = \sigma_1 \times c \times \frac{g^2}{2}$ Maximum Strees on secondary beam : $\sigma_{sb} = \frac{M_{sd2}}{W_{el} \times z_2}$ Design condition : $\sigma_{sb} \leq f_{syd}$
Principal Beams Positive moment ( $M_4 = M_5$ ) : Cantilever positive moment : $M = \frac{p \cdot l^2}{2}$ $M_4 = M_5 = \sigma_1 \times b \times \frac{(c/2)^2}{2}$ $M_{sd1} = M_4 = M_5 = \frac{\sigma_1 \times b \times c^2}{8}$ Maximum Stress on principle beam : $\sigma_{pb} = \frac{M_{sd1}}{W_{el} \times z_1}$ Design condition : $\sigma_{pb} \leq f_{syd}$	

### A fundação verifica a segurança / Foundation Design is Verified